



土木研究所資料

第八〇三号

第六回地質担当者會議資料

昭和48年2月

建設省土木研究所

土木研究所資料

第803号

第6回

地質担当者會議資料

昭和48年2月

建設省土木研究所
地質研究室

土研資料 8 0 3 号 第 6 回地質担当者会議資料 正誤表

頁	行	誤	正
5	21	阿木川調査事務所	阿木川ダム調査事務所
32	7	〔 7 〕盛立 2 材料	〔 7 〕盛立材料
41	10~11	水擁壁の部分は実は……一部分があるのです。	(削 除)
	11	特に法面保護ということは……	コンクリート打設までの間に特に法面保護と いうことは……
55	9	改訂するのはやぶかさでないと……	改訂するのはやぶさかでないこと……
	17	小さいパンフレットの 5 3 ページに移る。 5 3 ページの 5 - 2 の 4 項め……	本文の部考資料 2. 3 に移る。
64	下から 9	打合せ回数は何回か、……	打合せ回数は何回か、……
66	8	精査の段階でもまだ工事	精査の段階でもまだ工事
	下から 2	運ぶはめになったものである。	運ぶはめになったものもある。
67	下から 8	本州の地質があれば……	本州の地質であれば……
	下から 1	むずかしいから徹底的に	なずかしいから徹底的に……
68	下から 9	方法を掘るといような縦坑を掘る……	横坑を掘るとか立坑を掘る……

頁	行	誤	正
69	タイトル	グラウジング	ゲラウチング
73	7	施工段階に入って	施工段階に入っ（てを削除）
75	15	風化帯、深さ破碎帯……	風化帯の深さ、破碎帯……
76	8	岩石資料の硬さ、	岩石試料の硬さ、
	下から4	妥当性を確任し、	妥当性を確認し、
80	12	岩盤のぶりが……	岩盤のかぶりが……
81	3	火山噴出物がく分布……	火山噴出物が広く分布……
82	6	最初に岡本さんがお話しに……	最初に岡本さんからお話しに……
	16	そのダムにおける貯水計画	そのダムにおける止水計画
	下から6	岩盤の指針計画を……	岩盤の止水計画を……
83	下から2	うちあたりが……	うきあがり……
99	10	厚いところに崩壊	厚いところに大きな崩壊
99	11	ダムの効果が小さかった。	ダムの効果は大きかった。
	13	（人工的）などはその例であろう。	（人工的）では関係がなかったと言いきれない。

頁	行	誤	正
103	下から10	出来ない。	ある程度出来るか、それも限度がある。
	3	その½以下は非常に……	これは非常に……
	8	例えば地震計斜計という……	例えば地震傾斜計という……
104	下から2	累積の仕方でみる変動……	累積の仕方でみると変動……
	下から15～ 16	このようなことから～しているにすぎない	(削 除)
	下から8	に地下水検査層といら……	に地下水検層法という……
	下から3	逆であり水の流れの……	逆であり、水の流れの……
105	19	多く使われるようになるその利点はどこでも 容易実施……	多く使われるようになる。その利点はどこで も容易に実施……
106	3	全国的に非常に多く、	全国的に非常に少く、
	9	地形は屋根の形で……	地形は稜線の形で……
	14	屋根の形で……	稜線の形で……
107	1	岩盤の中にあるすべりが……	岩盤の中に、あるすべりが……
	2	が発生して……	が成長して……
	7	～75°の斜きを持ち	～75°の傾きを持ち……

頁	行	誤	正
108	20	することを考えたが、……	することを考え、……
	下から5	ヴィモントダム……	ヴァイアントダム……
	4	安定度を失いある程度……	安定度を失い、ある程度の……
	図-7タイトル	中央道殿山地すべり	中央道岩殿山地すべり……
	11	%位まで減少すると考えてよい話である。	%位まで湛水するときと考えるとよい訳である。
	15	伸縮計をつけ動き	伸縮計をつけ、動き
	16	この動きが中止して……	この動きが停止して……
	22	一般的には貯水変化に……	一般的には貯水位変化に……
	25	出てくるのは当前では……	出てくるのは当り前では……

ま え が き

地質担当者会議は地質調査技術の向上、基準化、相互の情報交換などの目的で昭和42年に第1回が開かれてから今回で第6回となった。その間参加者も多くなり今回は北は北海道開発局から南は九州地建まで合計52名となった。また第5回までは土木研究所が主催していたが、今回からは、本省技術参事官室にお願いすることになり、また格別の配慮を得た。今後も本省や土木研究所と地建との地質技術の交流がますます盛んになり、多くの地質担当者により討議された結果が全建設省的にまとめられて行くことが期待される。

これまでの会議では主としてダムや法面、トンネルなどを中心に検討されてきたが、第6回は、ダムや道路の問題に加えて地すべりや山崩れなども主要課題として取りあげられた。ダム、法面、トンネルの調査・計画・設計・施工や地すべり、山崩れ等の調査や対策にはいずれも地質担当者が重要な役割を負っているが、現場では専門技術者がいなかったり、非常に不足したりしているのが現状である。これらの問題を解決するために地質コンサルタントの助けを借りているが、地質コンサルタントを正しく評価して、業務を発注するためには使用者側にもかなりの知識と理解が要求される。この地質担当者会議はその使命もおびていると考えられる。

今回は特に次の点について研究発表や講演がなされ、活発な意見交換や討議がなされた。

ダム関係では、東北地建白川ダムについて当面している問題点として地質に関するものが最も大きく、軟岩を如何にゆるめないで掘削するか、岩盤を傷めずに効果的なグラウトを行なうには、如何にすれば良いか、工事用道路建設に伴う地すべりについてどのように対処するかなどが報告され討議された。

ダムの地質調査は地質コンサルタントに委託されているが、これまで統一的な積算基準がなかったのに対し、歩掛りの現況をまとめ、精算の基準が作成された。またその考え方を中心に紹介され、フリーな意見が述べられた。

ダムの基礎岩盤のグラウティング計画については、土木学会でまとめられた施工指針について調査編を中心にして紹介された。全国的に、あらゆる種類の岩盤に統一した調査法が出来るかという点についても討議されたが、当然現段階では否定的な意見が多い。しかし、現行のようにケースバイケースで1つずつ積み重ねてゆけば、2～3の統一した方法が編みだされ、他のケースとの比較検討が可能になることが期待される。

トンネル関係では、国道161号西大津バイパス長等トンネル掘削に伴う池の湧水問題が紹介され討議した。湧水や湧水予測技術は非常に遅れており有効な方法が確立されていない現状では、個々の技術の総合による判断しか出来ない。このような問題は長等トンネルのように調査の当事者でなく第三者に理解してもらうのは大変困難である。

47・7豪雨による災害については地質や地形条件によって災害の起き易いところがあり、これを抽出して災害予防計画をたてることの必要が強調された。災害の中には山腹崩壊的なものの他、溪流等に滞留していた二次堆積物の流失による災害の多いことが報じられた。

ここに提出された資料と討議内容等を中心とした会議の議事録をまとめて、今後の参考に供しようとするものである。

昭和48年2月

建設省土木研究所
地質研究室長
岡 本 隆 一

目 次

ま え が き	1
第 6 回地質担当者会議議事録	5
日 時	5
場 所	5
出席者	5
開会のあいさつ	7
技術参事官ごあいさつ	8
土木研究所長ごあいさつ	9
議事および参考資料	
1. 白川ダムにおける地質的問題点	11
同質疑応答	39
2. 国道 161 号線 西大津バイパス長等トンネルについて	43
同質疑応答	48
3. ダムの設計業務積算資料（ダムの地質調査）について	53
同質疑応答	64
4. ダム基礎岩盤グラウチング計画について	69
同質疑応答	82
5. 47.7 豪雨による災害の特徴について	85
同質疑応答	98
6. ダムおよび道路に関連する地すべりについて	101

第 6 回地質担当者会議議事録

日 時 昭和 47 年 12 月 7 日 (木曜日) 午前 10 時～午後 5 時

場 所 虎ノ門共済会館

出席者

第 6 回地質担当者会議出席者

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
本 省	宮 崎 明	技術参事官
	北 野 章	技術調査室長
	高 見 昌 信	技術調査官
	堀 和 夫	河川局開発課専門官
	長 門 明	“ 企画調整係長
国 土 地 理 院	鳥 居 栄一郎	地理調査部地理第一課長
	斎 藤 祥	地理調査部地理第二課長補佐
東 北 地 建 関 東 “	大 木 達 夫	白川ダム工事々務所副所長
	宮 地 昭 夫	道路計画第一課調査係長
北 陸 “	市 川 慧	東京湾岸道路調査事務所専門官
	竹 倉 新 吉	荒川上流工事々務所開発調査係長
	佐々木 重 成	阿賀川工事々務所開発調査課長
	榎 本 真	松本砂防工事々務所調査課長
中 部 “	須 田 公 男	上越国道工事々務所工務課長
	中 根 長 蔵	河川工事課ダム係長
	井 戸 康 雄	技術管理課基準係長
	畑 中 博 文	阿木川調査事務所専門官
近 畿 “	渡 辺 正 幸	企画部専門官
	鈴 木 達 彦	滋賀国道工事々務所調査課長
中 国 “	村 田 満 治	技術管理課長補佐
	井 上 尚	河川工事課
四 国 “	平 田 道 昭	河川工事課長
	藤 原 常 彦	道路工事課長補佐
	佐々木 久 雄	道路管理課長
九 州 “	三 浦 三 郎	河川部専門官
	片 山 宗 法	企画部専門官

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
九 州 地 建 北海道開発局	小 林 允 一 小 林 雄 一	道路管理課維持修繕係長 土木試験所地質研究室副室長
土 木 研 究 所	長 尾 満 今 西 誠 也 飯 田 隆 一 北 条 紘 次 松 本 徳 久 柴 田 功 原 田 譲 二 斎 藤 孝 三 田 畑 茂 清 渡 正 亮 近 藤 政 司 安 江 朝 光 石 橋 正 穂 加 藤 靖 雄 塩 井 幸 武 岡 本 隆 一 菅 原 捷 桑 原 啓 三 神 尾 重 雄 椎 葉 元 則 佐々木 康 鈴 木 隆 田 中 勇 一 神 村 隆 也	所 長 地質化学部長 フィルダム研究室長 " 研究員 " " ダム構造研究室長 " 研究員 " " 砂防研究室 " 地すべり研究室長 地すべり研究室研究員 急傾斜地崩壊研究室主任研究員 トンネル研究室研究員 土質研究室 基礎研究室主任研究員 地質研究室長 " 主任研究員 " " " 研究員 " 企画課長補佐 企画課企画調査係長 企画課 "

開会のあいさつ

土木研究所 地質化学部長

今 西 誠 也

今日はお忙しいところを御苦勞様でした。地質担当者会議も昭和42年に第1回を開催してから今回で第6回を迎えることになりました。しかし今回からだいぶ性格が変わりました。昨年御出席された方はすでに御存知かと思いますが、昨年までは土木研究所長の主催で、この地質担当者会議をやっておりましたが、増岡前参事官が昨年の地質担当者会議に御出席になり、席上、こういった会合は非常によいことであるし、益々盛んにしたい、こういった集りは当然技術参事官室で音頭をとってやりたい。ということのお申し出があり、私共としては是非そう願いたいということで昨年の会議を終りました。

今回そのご意志が伝達されまして、宮崎参事官名をもちまして、第6回の地質担当者会議を開催することになりました。この会合につきましては、参事官、北野室長をはじめ、関係の調査官方にいろいろとお世話をいただきました。

参事官室でもこの会議の重要性を御認識いただきいろいろと私達にアドバイスをしていただいております。

今日は、お忙しいところ、朝早くから、宮崎参事官をはじめ多勢の方々においでいただきありがとうございます。

技術参事官ごあいさつ

只今御紹介いただきました宮崎です。

高い所から恐縮でございますが、一言述べさせていただきます。

皆さん、現場の第一線で日々非常にお忙しい毎日をお過しのことと思います。暮も迫ってまいりました。補正予算等もあって事業の執行等大変御多忙のところおいいただき大変ありがとうございます。先程お話がありましたように、一応技術参事官名でこの会議を召集するという恰好に、今年からしたわけです。

私共、最近における非常に大規模な土木工事が次から次と出てくると、従って自然の地形をいろう面で無理が出てきます。当然土質工学的にも、土地地質的にも非常に大きな問題が出てくるわけですが、今までの時代よりもっとスピードのある工事がなされますし、大型化のために非常に社会的にも一つの設計のミスが大きな社会問題にもなる時代ですので皆さん方慎重の上にも慎重をきして調査なり設計なり、計画面での十分な配慮をお願いしたい。昨日も、建設省の中に建設技術開発会議というのがある。その耐震部会というのがありまして、その中でも大地震の時の山くずれ、山つなみ、崖くずれなどの問題も大いに取上げるべきではないかという意見が出ました。また、アメリカ等では地震は断層によって起こるものである。断層の所在をもっと明確にして、その様なところには重要な構造物をつくらないようにする、その様な面で断層図というものの作成という話もありました。日本でもその様な動きがあったのだそうだが複雑な地質条件では手かつけれないということで、今までは放置していたのだそうだが、これからはやっていかなくてはならないという意見もありました。なかなかそういう面で日本の地質条件から考えると、そう一朝一夕にできる仕事ではないが、若い学者の諸君にもそういう面の動きがかなりある様です。そうなってくると世論としてもそういう重要な構造物を造った場合に危険であるのか、ないのかという非常に素人面の世論が案外重要視されるようになってくるのではないかと思います。それはうちの場合かも知れないが、特に最近のように崖くずれ等の問題が多くなってくると道路の法面掘削、ずい道、ダム、急傾斜地の問題といろいろ含めて多々益々弁ずる検討事項があると思います。皆さんの努力、お力を得て立派な計画というものを作って行きたいと思うので、何分の御奮闘をお願いする次第です。

昨日も地質関係の方との懇談があったようですけれど、地質屋さんの処遇ということが非常に問題です。私共も、極力長期に渡って充分処遇ができるよう努力していきたいと思いますので、その点も皆さんと一諸にまた頑張りたいと思います。

用があって途中で中座しますので、皆さんの貴重な御意見を聞く時間はありませんが、充分御審議いただくことをお願いして一言挨拶に変えさせていただきます。

土木研究所所長ごあいさつ

土木研究所長の長尾です。

私は去る6月30日付で初めて土研に参りました。それ迄は現場なり各地建を回っていました。本日も集りの皆さんの中にも顔見知りの方もいる訳ですが、最近この地質の問題が大変大きくクローズアップしており、いろいろ問題があります。私共、事業をやってゆくうえにやはり土をいじるということからゆきますと、一番基本になるべき土の問題が、一番遅れていると云っては怒られるかも知れないが、学問的には一番出遅れたのではないかと考えています。

最近、特に地すべりだとか、法崩れだとか、崩壊だとかいうことでいろいろな問題も起っております。現場を担当している皆さん方は大変苦勞されているのではないかと考えています。本日の議題の中にも最近の問題点を中心にして、議論がされていると思いますがどうか充分実のあるディスカッションをしていただき、更に明日以降の現場にこれらの問題点の解明の方向について反映させていただければ幸いと思っています。

地質担当ということで、地質専門の方々の他に、土木の方々に地質を担当しておられる方が相当いるわけですが、本来なら地質という職務専門の方が相当数、建設省において仕事ができればなお良いのですが、なかなかそれだけの人材がそろわないので、土木といわず、地質といわずお互いに力を合わせてやっていかなければならないわけです。地質の専門家は土木のことを勉強していただき、また、土木の人達は地質の勉強をしてゆくということによって、初めて我々が担当している建設事業というものを円滑に遂行することができるのではないかと考えるわけです。

御承知かと思うのですが、私は以前建設機械関係のことを担当していたことがありました。機械の方々の処遇の問題とかそういう事についてもいろいろ当時から問題であるということで考えてきたわけですが、機械の方々にも、実は、土木のことを勉強しない機械屋さんは駄目だということで、建設省にいる機械屋さんは他の所にいる機械屋さんとは違うという意味で、土木のことを機械屋さんにも勉強しなければいけないと話をし、また土木の人にも機械のことを知らないでこれからの施工は考えられないという話をしてきました。この地質という専門のことについても同じことが云えると思い、敢えて機械の例を出して皆さん方にお話をした訳です。地質担当の方々は、本当に一番大事なところをやっておられるわけです。立派なものができるも、できないも、やはり根もとがしっかりしていなければいけないと考えられます。いろいろわからないところが多々あると思いますが、充分勉強していただき土木技術を進歩発展させるための格段の御精進をお願い致しまして私の挨拶に変えさせていただきます。

1. 白川ダムにおける地質的問題点

東北地建 白川ダム工事々務所

副所長 大 木 達 夫

項 目

- 〔1〕 地形，地質の概要
- 〔2〕 岩盤としての強度の問題
 - 1) 岩石の強度
 - 2) 岩盤の強度
- 〔3〕 岩盤の風化，劣化の問題
 - 1) 問題点と浸水実験
 - 2) その対策
- 〔4〕 右岸の岩盤条件と掘削計画の問題
- 〔5〕 透水性の問題
 - 1) 岩盤の透水性
 - 2) グラウト試験
 - 3) 止 水 計 画
- 〔6〕 地すべりの問題
 - 1) 地すべり機構の概要
 - 2) その対策工事
- 〔7〕 盛立て材料
- 〔8〕 そ の 他

— お こ と わ り —

白川ダムは，施工開始されたばかりであり，本体の盛立工は未着手である。本資料の内容の考え方および数値のあるものについては，今後の調査検討によって変更される場合がある。

〔1〕 地形、地質の概要

別添地質平面図のとおり。

〔2〕 岩盤としての強度の問題

1) 岩石の強度

これまで実施したダムサイト周辺の岩石サンプルの強度をあげると次のとおりである。

① T-18 横坑内からのサンプルによるもの。

表-1

岩 種 名	記 号	番 号	圧 縮 強 度	平均強度	シュミットハンマー による圧縮強度
軟質粗粒砂岩	SCS	1	kg/cm ² 130	kg/cm ² 116	kg/cm ² 31
		2	108		
		3	111		
砂質凝灰岩	Stf	4	367	273	179
		5	178		
硬質粗粒砂岩	SCH	6	311	220	279
		7	128		
硬質凝灰岩	TfH	8	221	212	133
		9	202		
砂岩、凝灰岩互層	Al	10	112	73	60
		11	34		

註 46年7月に実施したもので、サンプルは自然状態であるが、T-18横坑の掘削から約1年たった時点で採取している。

② 左岸余水吐掘削面からのサンプルによるもの（山側）

表-2

岩 種 名	記 号	番 号	採 取 位 置	圧 縮 強 度
凝 灰 岩	Tf	1	DC 11.5 m	101 kg/cm ²
硬質凝灰岩	TfH	2	DC 13.0 m	150
		2'	"	143
硬質粗粒砂岩	SCH	3	DC 21.5 m	270
		4	DC 28.5 m	322
		4'	"	307
砂質凝灰岩	STf	5	DC 47.0 m	341
細～中粒砂岩	Sf	6	DC 49.0 m	271
硬質粗粒砂岩	SCH	7	DC 50.5 m	521

註 47年2月に実施したもので、余水吐センターから山側に27mの位置で、標高335mから採取したもので、サンプルは自然状態。

㊦ 左岸余水吐掘削面からのサンプル（川側）

表－３

岩 種 名	記 号	番 号	採 取 位 置	圧 縮 強 度	静 弾 性 係 数
硬質粗粒砂岩	SCH	1	DC 10.0 m	239 kg/cm^2	32,500
		2	DC 11.5 m	257	10,650
		3	DC 20.0 m	103	3,670
軟質粗粒砂岩	SCS	4	DC 27.0 m	52	2,160
		5	DC 45.5 m	23	1,010
		6	DC 47.5 m	16	590

註 47年2月に実施したもので、余水吐センターから川側寄の位置のもので、サンプルは自然状態である。

㊧ 左岸上流側壁面のサンプルによるもの

表－４

岩 質 名	記 号	番 号	状 態	圧 縮 強 度	静 弾 性 係 数
砂岩－凝灰岩 互層（凝灰岩）	Al～ Tf	1	自 然	86 kg/cm^2	2,600
		2	湿 潤	42	3,450
		3	強 乾	100	1,730
軟質粗粒砂岩	SCS	4	自 然	32	1,120
		5	湿 潤	45	1,320
		6	強 乾	21	740
軟質凝灰岩	TfS	7	自 然	144	7,110
		8	湿 潤	144	5,690
		9	強 乾	140	4,750

註 47年10月実施したもので、左岸上流壁面の保護について検討したものである。

湿润は整形してから噴霧した程度、強乾は24時間炉乾燥のもの。

その他の数多くの試験結果からみて当ダムサイトの岩盤のサンプルによる強度は大略次のとおりとなる。

表－５

岩 質 名	記 号	圧 縮 強 度	吸 水 率
硬質粗粒砂岩	SCH	130 ～ 150	15 %
軟質粗粒砂岩	SCS	10 ～ 100	18
細～中粒砂岩	Sf	100 ～ 300	13
砂質凝灰岩	STf	150 ～ 400	16
硬質凝灰岩	TfH	150 ～ 400	12
軟質凝灰岩	TfS	100 ～ 200	
互 層	Al	20 ～ 100	

2) 岩盤の強度

(i) ブロックせん断試験結果

左岸のT-18横坑内で実施したブロックせん断試験および垂直載荷試験の結果はそれぞれ次のとおりである。

表-6

ブ ロ ッ ク No.		岩 質 名 (記 号)	変 形 係 数	平均変形係数	接 線 係 数	平均接線係数	接 線 ／ 変 形
1	1－1	SCH	10 ³ Kg/cm ² 8.9 0	10 ³ Kg/cm ² 1 4.0	2 1 6.7 0	10 ³ Kg/cm ² 2 1.7	1.5 5
	1－2	〃	1 9.0 8		2 6.7 2		
	1－3	T f	不 明		不 明		
2	2－1	〃	3.7 1	2.9	7.4 2	5.4 5	1. 9
	2－2	Aℓ	3.2 5		5.3 4		
	2－3	〃	1.7 1		3.6 1		
3	3－1	SCS	0.8 7	7.9	2.3 0	1 3.8	1.7 5
	3－2	〃	9.5 4		1 6.7 0		
	3－3	〃	1 3.3 6		2 2.2 7		
4	4－1	S t f	1 6.7 2	2 3.9	(2 6 7.2 4)	(1 4 1.0)	5. 9
	4－2	〃	1 0.2 7		8 9.0 8		
	4－3	〃	4 4.5 4		6 6.8 1		
5	5－1	SCS	4.9 4	4.0	9.5 4	8.8	2. 2
	5－2	〃	3.0 3		7.4 2		
	5－3	〃	3.9 3		9.5 4		

表-7

ブロック名	岩質	完全破かい点		破かい点	
		C kg/cm^2	ϕ	C	ϕ
1	SCH	20.6	14°	12.65	35
2	A ℓ	4.0	39	1.6	38
3	SCS	7.0	0	4.0	17.30'
4	Stf	11.2	40	6.0	46
5	SCS	1.2	41°30'	2.2	24

以上の結果は、左岸に位置する余水吐の安定計算に次のように用いられている。

表-8

計算上の分類	E (kg/cm^2)	τ_0 (kg/cm^2)	f	備考
A ℓ 層	5,000	3	1.0 ()	SCHを含む
Tutf 層	15,000	7	1.2 ()	
SCS 層	5,000	3	0.6 ()	
漸変層	10,000	4	0.8 ()	
キレット層	10,000	5	1.0 ()	SCH内のきれつの多い部分

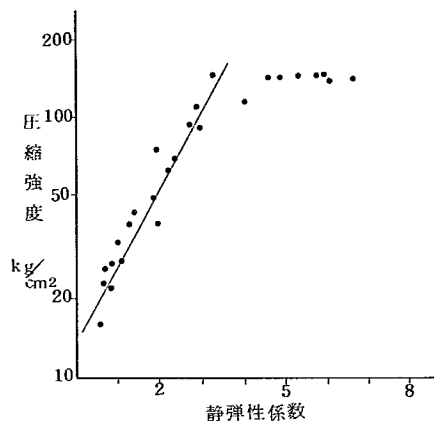
(ロ) 平板載荷試験

ブロックせん断試験により各岩種の岩盤としての強度特性を一応把んだが、試験地点より離れた地点における岩盤特性は定性的な岩質名としては追跡できるが、強度的にははたして同じと云えるかどうか疑問の場合がある。

このような場合でブロックせん断試験が、諸般の事情によりできない場合があったので、平板載荷試験から既存資料との対比を試みた。まず基本的に対比を行なうには、問題が多すぎるわけである。例えば、

- 坑内の試験と開削面での試験による差
- コンクリートブロックを打設してから
のものと鉄板によるものの差

次に試験の経過において興味あることがらをいくつか示す。



図－1 白川ダムサイトの岩石サンプルによる圧縮強度と静弾性係数の関係

〔1ケース〕 左岸上流側に位置する取水塔基礎の強度検討

表－9 1ケースの平板載荷試験結果（但し結果は降伏点は認められない。）

	変 形 係 数					接 線 係 数	
	サイクル 荷 重	$\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$	サイクル 荷 重	$\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$	平均的数値	サイクル 荷 重	$\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$
軟質粗 粒砂岩 SCS	4－8 ^t	2.23			2.70 (2.6～2.8)	4－8 ^t	2.89
	4－12	2.35	8－12	2.81		4－8	3.82
	4－12	2.12	8－12	2.61		4－8	3.45
互 層 Aℓ	4－12	1.41	8－12	1.60	1.60	4－8	1.60
	4－12	1.67	8－12	1.62		4－8	1.67
	4－12	1.27	8－12	1.62		4－8	1.53
軟質 凝灰岩 TfS	4－12	2.02	8－12	2.14	2.10 (2.0～2.2)	4－8	2.61
	4－12	2.23	8－12	2.06		4－8	2.43
	4－12	1.09	8－12	1.30		4－8	1.75

表－10

前頁の関係図から1ケースの場合は次のとおりとなり、ひとつのデータを得た。これにより肉眼観察結果と合わせて設計の資料とする予定である。

岩 質	変形係数	第 1 変 曲 線		等 歪 点 (2mm)	
		C	φ	C	φ
軟質粗粒砂岩 SCS	$2.70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ (2.6～2.8)	kg/cm^2 0.4	14°	kg/cm^2 0.5	20°
互 層 Aℓ	1.60	0.7	25°	0.7	32°
軟質凝灰岩 TfS	2.1 (2.0～2.2)	0.5	16°	0.6	25°

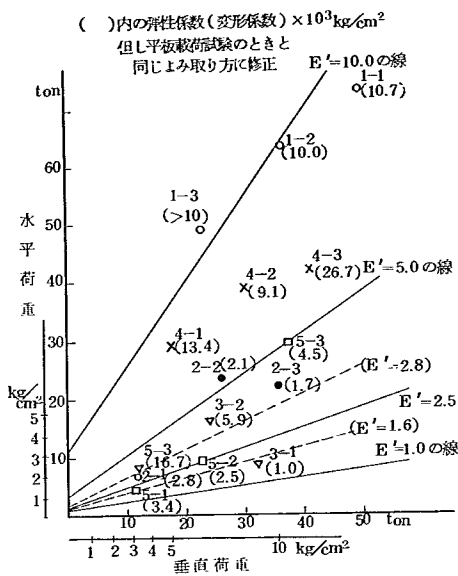


図-2 横坑内のブロックせん断試験による第一変曲点におけるせん断抵抗と弾性係数の関係

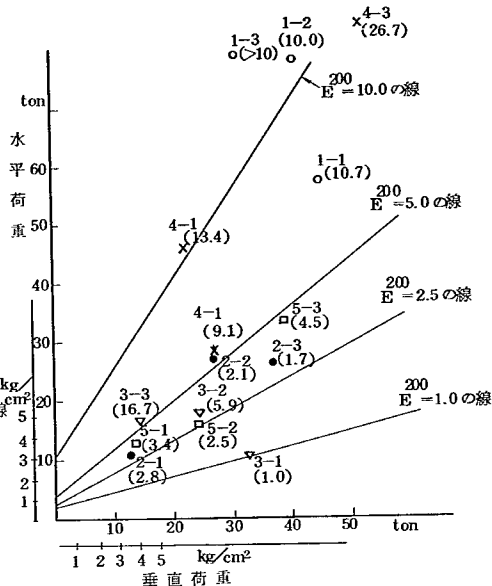


図-3 同左で2mm歪点のもの

〔2ケース〕 左岸余水吐基礎の下流端側の確認

1ケースの場合から若干考え方を変えたのは右図に示すような考え方で平板載荷試験のときのプレロードの問題、掘削のゆるみの問題などを消去しようとして比較的キレツの多いグループについては、平板載荷試験の接線係数を横坑内のブロック試験の変形係数と対応させたことである。

その結果を1ケースと2ケースを先程の関係図からプロットすると次のとおりとなる。

なお、横坑内ブロック試験結果において接線係数を設計のヤング率を使用するような場合には、更に修正して対比させなければならない。これまでの結果では変形係数と接線係数は1:2の関係にあるようである。

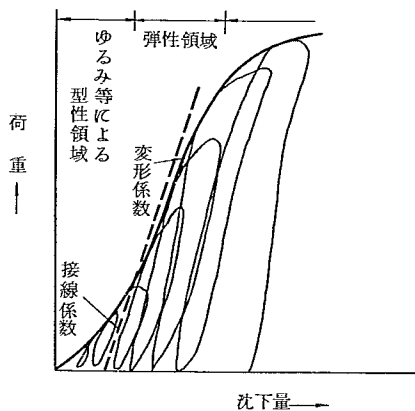


図-4

表-11

ケース	岩 質	変形係数 (接線係数)	第 1 変 曲 点		等 直 点 2 mm	
			C	ϕ	C	ϕ
1	軟質粗粒砂岩 SCS	$\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ 3.0~3.8	kg/cm^2 0.8	21°30	kg/cm^2 1.0	35°
	互層 A ℓ	1.5~1.6	0.4	14°	0.5	20°
	軟質凝灰岩 TfS	2.4~2.6	0.5	19°	0.6	28°
2	細~中粒砂岩 Sf	※ 2.7	0.8	21°30	1.0	35°
	硬質粗粒砂岩 SCH	7.0	2.0	41°	2.1	45°
	砂質凝灰岩 STf	4.0	0.9	29°	1.1	37°

※ 変形係数そのまま

〔3〕 岩盤の風化、劣化の問題

1) 問題点と浸水実験

当ダムサイトの岩盤は、2つのグループの岩盤に分けられるようである。即ち、

軟岩グループ 比較的軟質できれつは少なく、風化、浸蝕によわい — SCS, A ℓ , TfS
硬岩グループ 硬質であるがきれつが極度に発達しており、風化、浸蝕に対しては強い。
 — SCH, STf, TfH

但し、Sf はどちらかというとき中間的な位置にくる。

このうち、軟岩グループについては、切土面について雨裂の発達著しく、風化、浸蝕に弱いということが、経験的にわかってきた。そこで特に左岸の上流面について、この附近には余水吐、仮排水路、取水塔があり、切土面の保護が大きな問題となってきた。

そこで最近までに2ケースについて、サンプルによる簡単な浸水実験を試みてみた。その結果は表-12 のとおりである。

次に圧密試験機を用いて膨潤量試験を実施し、荷重をかけた結果は図-5のとおりであった。これらの結果は、SCSとA ℓ 帯については浸水、特に乾燥、湿潤のくり返しに対して極度に弱いことがわかり、膨潤性も若干あり、これは約2~3 kg/cm^2 の荷重でおさえられることになっている。

表-12

岩 質 名	ケ数	浸 水 結 果
軟質粗粒砂岩 SCS	3	振動を与えないよう浸水し約30分で原形なし
砂質凝灰岩 STf	2	長時間浸水するも異常なし
硬質粗粒砂岩 SCH	2	
硬質凝灰岩 TfH	2	
互層(凝灰岩) A ℓ -Tf	2	振動を与えないよう浸水し約14~17分で原形なし

〔1ケース〕

T-18 横坑内からのサンプルで5×5×5cm立方体。

T-18 坑は掘削してから約1年たっている時点でサンプリングし、その岩塊を約3ヶ月気乾状態にしてから整形、浸水させたものである。

表-13

岩 質 名	ヶ数	浸 水 結 果
互層(砂岩) Al-SCS	1	4日間浸水するも 原形を保つ
"(凝灰岩) Al-If	1	
硬質凝灰岩 TfH	1	
軟質粗粒砂岩 SCS	2	振動を与えないよう浸水し 約50分で原形なし
軟質凝灰岩 TfS	1	4日間浸水するも原形を保つ
互層(凝灰岩) Al-If	1	一部くずれたがあとは原形を 保つ
"(砂岩) Al-SCS	1	4日間浸水するも原形を保つ

〔2ケース〕

左岸上流側壁面および、排水路トンネル呑口附近からサンプリングし、直ちに整形、浸水させた。

次に粘土鉱物についてX線にて調べた結果は表-14のとおりであった。これは左岸の上流側壁面と一部地すべり帯についてサンプリングしたもので、モンモリロナイトが定性的に検出されている。

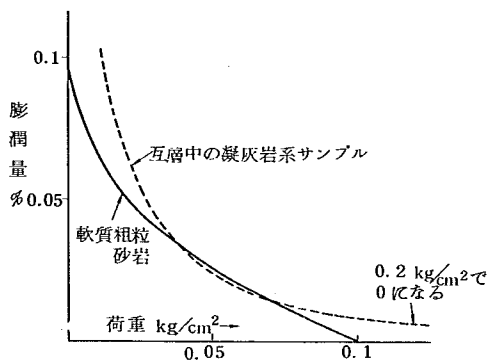


図-5

表-14

番号	岩 質 名	記 号	土 質 分 類	粘土分	含有粘土鉱物		粘土鉱物の多少
					原試料	粘土分	
1	互層部の凝灰岩	Al-If	シルト質ローム	14.0%	—	M	極少量
2	"	"	砂質ローム	3.5	—	M	少量
3	軟質粗粒砂岩	SCS	砂	4.0	—	M	"
4	"	"	砂	2.5	—	M	"
5	軟質凝灰岩	TfS	シルト質ローム	10.5	—	M	極少量
6	"	"	ローム	6.0	—	M	少量
7	地すべり帯互層	Al	レキ混り砂質ローム	3.0	—	—	不明
8	"	"	シルト質ローム	10.5	—	M Chl	中量
9	"	"	砂質ローム	6.0	M Chl	M Chl	多量
10	" 粘土		粘土	42.0	M Chl	M Chl	"

2) その対策

まずコンクリート構造物の基礎面については一次切土面として、底盤については2m、壁面、斜面については30cmを残して掘削することとし、打設直前に2次掘削的なことを実施して、打設面はできるだけ新鮮な状態で付着させることに留意している。

また左岸上流壁面については重要構造物が集中している関係からもコンクリートにて全面被覆を計画している。

問題点としては、止水壁でないので、背面の地山に水がまわることが考えられ、ダム水位の変化に伴う残存間隙水圧の問題があり、これを考慮すると膨大な壁厚になってしまう。現在、2-3mの厚さのコンクリートを考えているが、これでいくならば、どうしても排水機構を考慮しなければならない。このことは、地山に対して乾燥、湿潤を与えないという主目的に対し、相反することになるが、吸い出し防止材を完全にして地山の風化、劣力を極力小さくするという考え方になってくる。その他、背面に水を入れない方法等、検討中である。

〔4〕 右岸の岩盤条件と掘削計画の問題

右岸の問題というのは、岩盤の流れ盤のきれつによるゆるみと掘削計画の問題である。

計画時点で現在のダムサイトのすぐ下流の安導寺という地点に堤軸を考えた時期があったが、この地点では、右岸が地すべり地域であるとの結論を得て放棄されたものである。

次に現在のサイトに決定した当初は右図に示すように余水吐軸に直角に堤軸がのびていたものであったが、その後の詳細な調査により岩盤が相当ゆるんでいることが判明した。このことは右図で説明されているように、地層面はほぼ堤軸と同じ走向を持ち、ほぼ直立の傾斜を持っているが、これと直交する面としてきれつが発達している。

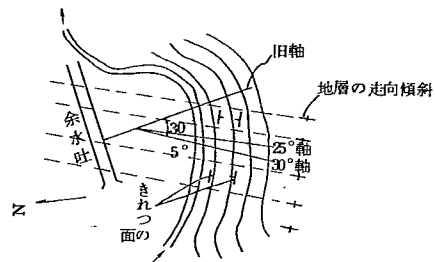


図-6

地層面 N 30° E 直立

きれつ面 N 60° W 30° N ㊤

N 60° W 60° S ㊦

このきれつ面は右岸の硬岩部SCHとかSfに特に顕著であるが、ダムサイト全域を通じてもN 60° W 30° N のものは卓越性がある。

右岸の旧軸附近では特に顕著で、横坑観察等では、流れ盤に相当するN 60° W 30° N の面に直角なN 60° W 60° S の“め”が“めばなれ”をおこしているのが顕著にみられた。(これを岩盤のクリープ現象と称してきたが)

更に広い範囲での調査によると上流側にいくに従がい、このゆるみの現象は軽微なものになっていくことが判明した。その結果、余水吐位置はそのままにして堤軸を上流に30°振ることにした。

しかしこの軸での右岸の掘削計画を樹てるにあたり詳細に調査すると規模は小さくなっているとは云え、まだこの岩盤のゆるみがみられ、これより上流側は地表水の影響範囲内にあり、流入粘土がみられる等の問題が残っていた。

この軸での右岸の断面図を模式的に画くと次図のとおりである。

多くの横坑観察、ボーリングコアからこの“ゆるみ”のゾーンを図示すると右図のようになり比較的顕著なゾーンと軽微なゾーンとに分けられる。弾性波速度的には、ゆるみのない部分（普通のきれつ状態）では 2.5 km/sec のものが、顕著なゾーンでは $0.3 \sim 0.6 \text{ km/sec}$ 程度、軽微なゾーンでは 1.1 km/sec 程度となっている。

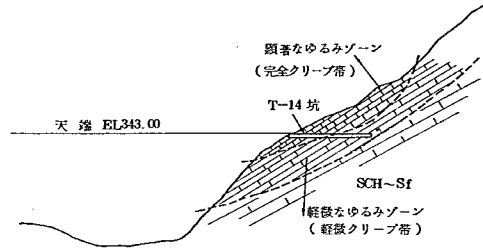


図 - 7

全面的掘削で 顕著なゆるみゾーンまで完全除去	約 $120,000 \text{ m}^3$
軽微なゆるみゾーンまで完全除去	約 $260,000 \text{ m}^3$

となり掘削量の膨大さと上部法面の安定性など大きな問題点となった。

対策工法として、土留工併用の掘削方式等検討したが、その他に更に軸線の変更も考え、調査を進めたが、動きうる範囲としてはこの 30° 案と旧軸の間にしか求められない。この範囲に目を向けた結果、次のことが判明した。

要するにガレーの部分は顕著なゆるみゾーンは既に落ちて欠除しておりコアの下部の監査廊の基礎としては小規模の掘削で済むということである。この位置は上流 30° 軸から再び 5° ばかり下流にもどった位置にある。この場合上下流両サイドの掘削はでるが、これまでの案の軸のどれよりも小規模で済みそうだということである。

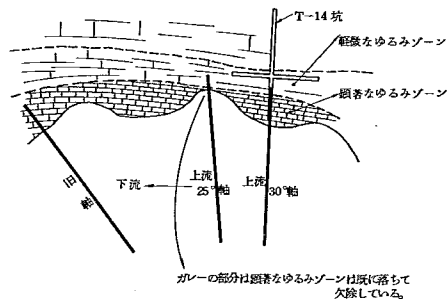


図 - 8 EL 330 ~ 340 附近の水平断面略図

以上の観点に立ち次にのべるカーテングラウトゾーンの選定と考え合わせて上流 25° 案が有力となり、最終的にはこの 25° 案に決定したものである。

[5] 透水性の問題

1) 岩盤の透水性

- ・ 岩盤のひとつの性質としての透水性を表わす指標としてルジオン値とK値があるが、それぞれ長所、短所があるのは承知のことである。
- ・ 岩盤が比較的良好で 10 kg/cm^2 の圧力がかけられる場合はルジオン値は取り扱いに簡単である。
- ・ K値の場合、計算するときの圧力をどの値に決めるかが問題である。

次に対策工法的目標設定も考慮して、ダム静水圧が作用したときのKをもってそのダムの岩盤の透水性を表わすことも考えられる。その時の計算手順は次のとおり。

- ① 各ボーリング孔の各ステージに作用するであろう静水圧を算出する。
- ② 各ステージごとの P' (口元圧) P'' (孔内水位) を考慮しての圧力-流量曲線を描く。
- ③ ②のグラフから①の圧力時の流量 (Q) を求めてKを算出する。

ダムの透水性を問題にするにあたり、2通りの見方がある。

- ① 岩盤の透水性はどうか、特に岩質的にみた場合など。
- ② ダムを前提にした透水性、処理計画を考慮した場合など。

①の場合は、試験位置による試験条件の差があってはならない。(ルジオン値又は同一条件のK値)

②の場合は、ダム湛水による静水圧を与えるかどうか議論があるところであるが、一応静水圧を考慮する。(静水圧に対応した圧力時のK値)

白川ダムの場合、一般に軟岩で 10 kg/cm^2 という圧力がかけられるケースは非常に少ないので、K値でとりまとめている。

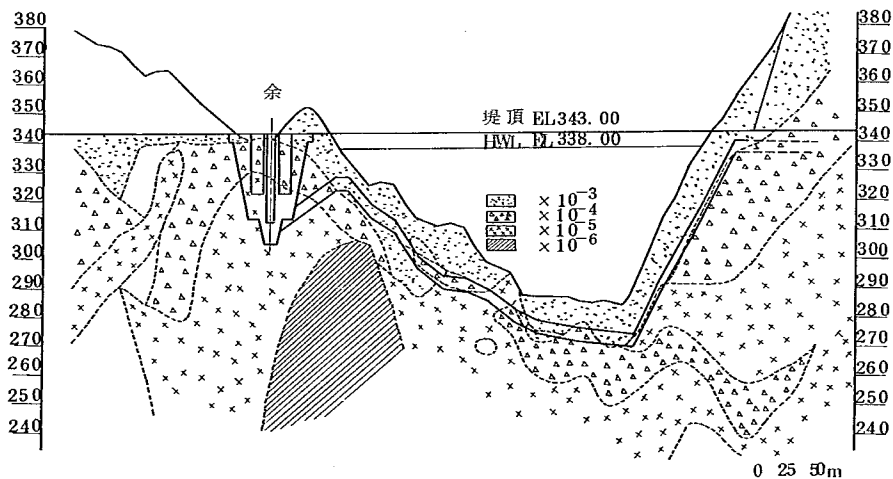


図-9 ダム軸線透水係数分布

- まずダム高に対応した 6 kg/cm^2 という値に着目し、ロ元圧で 6 kg/cm^2 というもので透水係数を取りまとめた。

その結果は図-9に示すとおりである。なおこれは堤軸 30° 時のものであり、現在の堤軸 (25° 軸) そのものずばりではない。

これを若干の検討を加えてみると次図の結果が得られた。

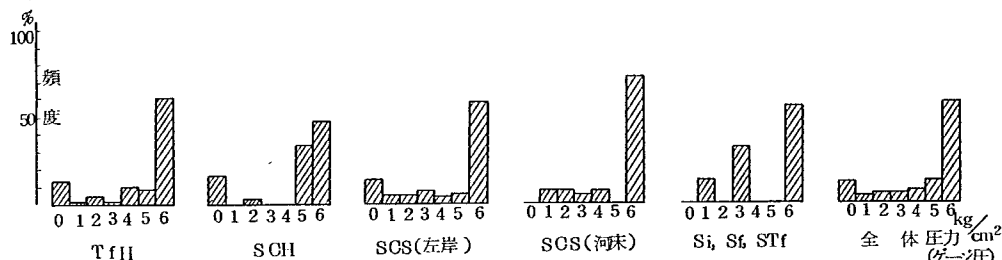


図-10

上の表はステージ毎に試験時にかかることのできた圧力(ロ元圧)であって 6 kg/cm^2 はこれより大きくかけることのできたと思われるものも含んでいる。

次に同じ条件時の透水係数の頻度を整理すると右図のようになる。

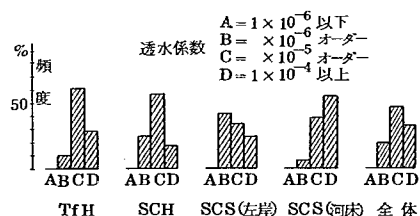


図-11

次に孔内水位(地下水位)を考慮し、最高圧的なものを深度的変化をみてみる。

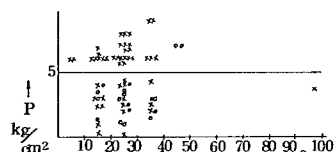


図-12 軟質で難透水性の代表 SCS の場合

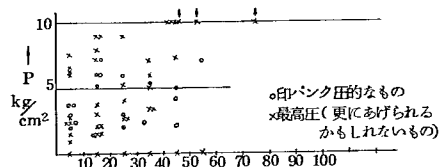


図-13 硬質できつ多く透水性のあるものの代表 SCH の場合

2) グラウト試験

これまでに行なわれたグラウト試験結果のデータを一覧表にすると次頁のとおりである。

SCS に代表されるような軟質岩にあっては、きれつに乏しいためセメントミルクの注入量は少ないと考えられたが、左岸部で実施した後、掘削面をみると大まかな割れ目に沿って特定の方向にのみ面的に拡散しており、ここでは明瞭に割れ目をおし拡げて地表を持ち上げてミルクが進入した状況となっている。

このことは軟質層にあって、大まかな割れ目に沿ってミルクが注入され、地盤を浮き上がらせ

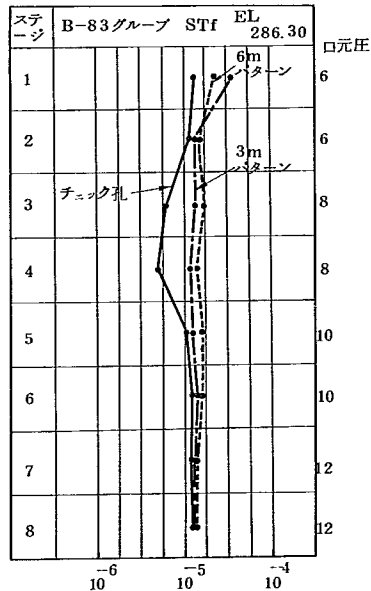
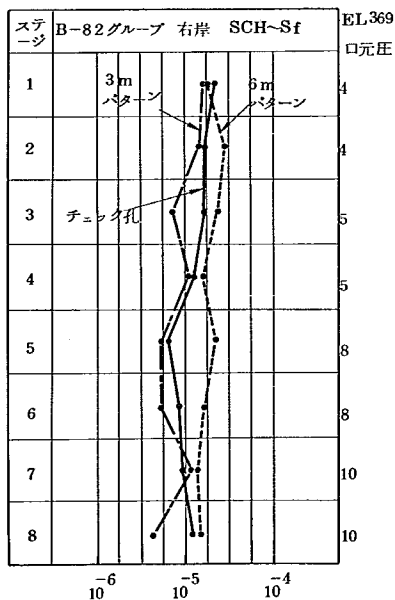
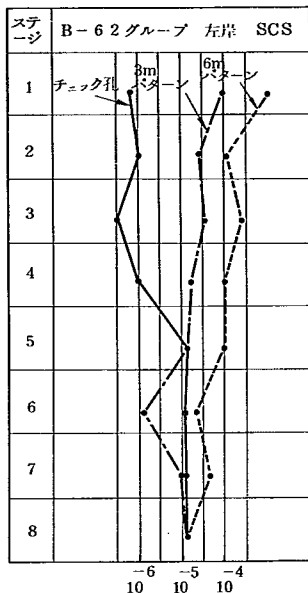
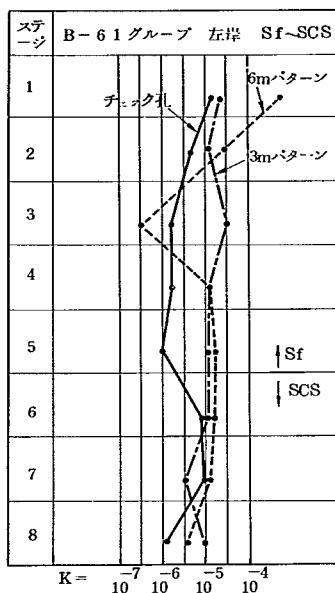


図 - 14

表 15

グラウト試験

	1 次 (応用)	2 次 (日試)	3
	B-25	B-61	B-79
調査地点	左岸 EL 312m	左岸 EL 314.5m EL 308m以下	右岸 EL 338m 30m透水 EL 330m以下6ステージ 20mグラウトEL 320m以下4ステージ
深度, ステップ	30m @ 5m	40m @ 5m	40m @ 5m
孔配置		1 次に同じ	1 次に同じ
地質	段立 Stf ~ Sf	Sf ~ SCS	SCS
注入圧力 kg/cm ²	ステージ 3.4 0~2~4~6~8 → 0	1.2 0~1~2~4 → 0	1.2 中止
透水	5.6 0~3~6~9~12 → 0	3.4 0~2~4~6~8 → 0 5.6 7.8 0~3~6~9~12 → 0	3.4 0.1.2.3.4 → 0 5.6 0.1.2.4.5 → 0 7 0.2.3.5.6 → 0 8 0.2.4.6.8 → 0
グラウト	3.4 max 8 kg/cm ² 5.6 " 12 kg/cm ²	1.2 4 kg 3.4 8 kg 5.6 7.8 12 kg	5.6 5 kg 7 6 kg 8 8 kg
パンク圧	St ③ ④ ⑤ ⑥ グラウト前 2 kg 6 kg 6~9 kg 9 kg ↓ ↓ ↓ ↓ グラウト後 4 kg 8 kg 9 kg 9 kg (チェック孔)	St ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ 0 0 0 6 9 9 6 9 l l l l l l l l 4 k 4 k 8 k 8 k 12 k 12 k 12 k 12 k	① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ 0 1 2 2 3 8 8 8 l l l l l l l l 4 k 4 k 8 k 8 k 10 k 12 k 12 k 12 k ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧
透水係数	グラウト前 グラウト後 チェック孔 6m ③ 20 L 16 L 12 L ④ 15 L 6 L 3 L ⑤ 10 L 4 L 2.5 L ⑥ 4 L 2.4 L 2.2 L	グラウト前 グラウト後 チェック孔 ① 8.2×10^{-4} 4.7×10^{-5} 2.5×10^{-5} ② 2.3×10^{-5} 1.2×10^{-5} 7.1×10^{-6} ③ 6.8×10^{-7} 5.3×10^{-5} 3.3×10^{-6} ④ 2.3×10^{-5} 2.4×10^{-5} 3.8×10^{-6} ⑤ 3.1×10^{-5} 2.3×10^{-5} 1.9×10^{-6} ⑥ 3.4×10^{-5} 1.0×10^{-5} 1.7×10^{-5} ⑦ 2.5×10^{-5} 8.4×10^{-6} 1.1×10^{-5} ⑧ 7.0×10^{-6} 7.4×10^{-6} 1.5×10^{-6}	グラウト前 グラウト後 チェック孔 ① 1.7×10^{-3} 1.2×10^{-4} 9.7×10^{-7} ② 1.5×10^{-4} 5.5×10^{-5} 1.8×10^{-6} ③ 1.1×10^{-4} 6.6×10^{-5} 6.7×10^{-7} ④ 1.1×10^{-4} 3.4×10^{-5} 1.5×10^{-6} ⑤ 1.2×10^{-4} 2.9×10^{-5} 2.3×10^{-5} ⑥ 4.1×10^{-5} 2.0×10^{-6} 1.2×10^{-5} ⑦ 7.2×10^{-5} 1.9×10^{-5} 1.0×10^{-5} ⑧ 2.1×10^{-5} 2.0×10^{-5} 1.7×10^{-5}
注入セメント量 kg/min	6m平均 3m平均 6孔平均 ③ 338 kg 829 kg 584 kg ④ 784 456 620 ⑤ 626 150 389 ⑥ 14 140 77 平均 440 394 417	6m平均 3m平均 6孔平均 ① 310 14 152 ② 47 9 28 ③ 6 24 15 ④ 226 39 132 ⑤ 197 291 249 ⑥ 106 278 202 ⑦ 248 306 277 ⑧ 18 208 113 145 149 147	6m平均 3m平均 6孔平均 ① 1.452 93 772 ② 350 59 255 ③ 378 212 295 ④ 846 246 546 ⑤ 596 197 397 ⑥ 211 334 273 ⑦ 135 292 213 ⑧ 273 175 224 530 201 366

(1次～4次)のとりまとめ

次 (日持)	4	次 (日試)
B-80	B-81	B-82
右岸 EL 349.6 m 10m 透水 340m以下 8ステージ 35m グラウト 335m以下 7ステージ	河床付近 EL 286 m EL 280m以下 孔壁崩かいのため中止	右岸 EL 369 m EL 360m以下 40 m
1 次 に 同 じ	1 次 に 同 じ	1 次 に 同 じ
SCH	SCS	SCH～Sf
1.2 0.1 2.3 4. → 0 3.4 0.1 2.4 5. → 0 5.6 0.2 4.5 8. → 0 7.8 0.5 6.8 10 → 0	1.2 0.1 3.4 6. → 0 3.4 0.2 4.6 8. → 0 5.6 0.3 6.8 10 → 0 7.8 0.3 6.9 12 → 0	1.2 0.1 2.3 4. → 0 3.4 0.1 2.4 5. → 0 5.6 0.2 4.6 8. → 0 7.8 0.3 6.8 10 → 0
2 4 kg 3.4 6 kg 5.6 8 kg 7.8 10 kg	1.2 6 kg 3.4 8 kg 5.6 10 kg 7.8 12 kg	1.2 4 kg 3.4 5 kg 5.6 8 kg 7.8 10 kg
① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ 2 1 2 22 2 22 2 12 l l l l l l l l 4k 4k 5k 5k 8k 8k 10k 10k チェ エ ダ ③ ④ ⑤ ⑥ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪	St ② ③ 2 2 l l 6k 8k	① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ 0 2 1 1 0 0 3 3 l l l l l l l l 4k 4k 5k 5k 8k 8k 10k 10k エ ダ 4 4 5 1 2 4 3 10k l l l l 2k 4k 5k 6k
グラウト前 グラウト后 チェック孔	グラウト前	グラウト前 グラウト后 チェック孔
② 42 L 60 L 4 L ③ 50 L 39 L 5 L ④ 55 L 30 L 3 L ⑤ 47 L 29 L 2 L ⑥ 43 L 11 L 3 L ⑦ 31 L 14 L 4 L ⑧ 49 L 9 L 1 L	① 3.4×10^{-4} ② 1.2×10^{-4} ③ 1.8×10^{-4} ④ 2.2×10^{-4} ⑤ 2.2×10^{-4}	① 2.8×10^{-4} 2.5×10^{-4} 3.3×10^{-4} ② 4.9×10^{-4} 1.8×10^{-4} 2.2×10^{-4} ③ 3.7×10^{-3} 8.9×10^{-5} 2.3×10^{-4} ④ 2.1×10^{-4} 1.1×10^{-4} 1.1×10^{-4} ⑤ 3.5×10^{-4} 7.4×10^{-5} 8×10^{-5} ⑥ 2.2×10^{-4} 7.7×10^{-5} 7.1×10^{-5} ⑦ 1.1×10^{-4} 1.0×10^{-4} 9.6×10^{-5} ⑧ 1.4×10^{-4} 6.3×10^{-5} 1.1×10^{-4}
6m平均 3m平均 6孔平均		6m平均 3m平均 6孔平均
② 368 672 520 ③ 376 222 299 ④ 655 324 490 ⑤ 442 422 432 ⑥ 357 135 246 ⑦ 577 540 558 ⑧ 443 396 419		① 816 328 572 ② 727 179 453 ③ 647 141 394 ④ 520 190 355 ⑤ 586 133 359 ⑥ 385 125 255 ⑦ 566 334 500 ⑧ 408 213 310
460 389 424		582 205 393
		① 408 172 290 ② 364 214 289 ③ 559 164 361 ④ 410 188 299 ⑤ 382 211 296 ⑥ 248 188 218 ⑦ 342 302 322 ⑧ 262 262 262
		372 213 292

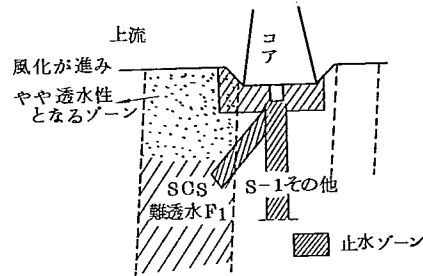
る結果になることが予想される。

- ・ 次に注水試験時のいわゆるパンク圧についてみると、SCS等の軟岩グループは比較的傾向が明瞭であるが、深度15m附近でも 5 kg/cm^2 程度である。硬岩グループはバラツキが顕著である。
- ・ 次にグラウト試験による透水係数の変化を図示すると図-16のとおりである。

3) 止水計画

この点についてこれまでの試験結果を充分検討して、計画を立てる予定であり、現在最終的なとりまとめの段階に至っていない。

但し、軸線の決定に関係して、先程の右岸の掘削計画と関連して次のことを考慮した。このこと的前提となるものは軟岩グループのSCSは難透水層であり、SCH, Sf等の硬岩グループは岩片自体は硬岩であるがき裂が多いということ、SCSグループについては難透水層であるが、河床部に相当するものは地表から20~30までは風化が進み、岩質も弱く、透水性も低いとは云えない。また、コア数、監査廊の基盤としても強度的に望ましいとは云えない。などから右図のような地質構成を考え、軸線（止水帯）の設定を検討し、現在の上流25°案に決定したいきさつがある。



〔6〕 地すべりの問題

1) 地すべり機構の問題

左岸の屈曲部の鞍部は白川の上流の河心方向にあたり地形をみても、構造線の存在を暗示させる。この附近の地質調査結果によると、地層の走向方向と同一の $N30^\circ E$ 方向の断層が数本あり岩質は軟かな砂質凝灰岩を主体とし、泥岩がそれに次ぎ、礫岩層、亜炭層が狭在する互層帯である。いずれも軟質のものであり、断層は凝灰岩層内に発達した走向断層が多い。断層は1本1本は30cm~1mとあまり大きなものではないが、全体的に構造線（断層帯）の様相を示している。

計画段階においては、この附近はボーリング結果においても地下水位が高く、ダム湛水に対しては比較の有利であり、地すべりも現象面では抱え得なかった。総合計画的に有利な左岸に多くの道路計画がなされ、一部着工したところ、現象としてあらわれてきたため、抜本的対策を樹てるため、詳細な調査がなされた。

現象は46年末に①ブロック ②ブロック ③ブロックにあらわれた。この①②③ブロックとその後の調査により地すべりの検討の土俵にのぼったのが大略的に④⑤⑥ブロックでそれぞれ複雑に関連し合っているが、個々のブロックについて、それぞれ特徴を持っている。

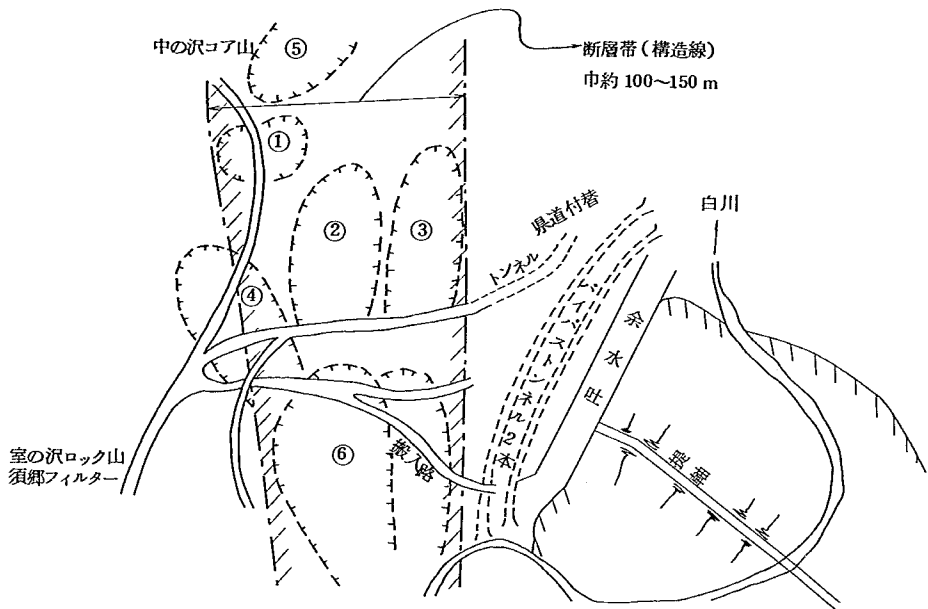


図 - 15

① ブロックは中の沢コア山に行く工事用道路として両カットした後約 1.5ヶ月後に両側が崩落的に滑落し、路面が約 20 cm 盛りあがったものである。

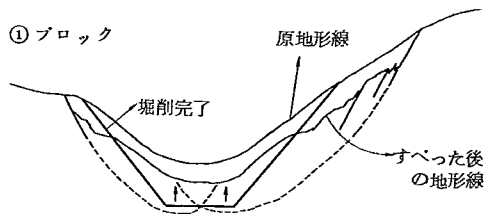


図 - 16

② ブロックは付替県道を右図の位置に開削したところ、連日の降雨の後、道路より上部が数回にわたってすべり落ち、多量の水を含んだヘドロは巾約 50m にわたって道路を破壊、埋没させながら白川河床まで流下したものである。

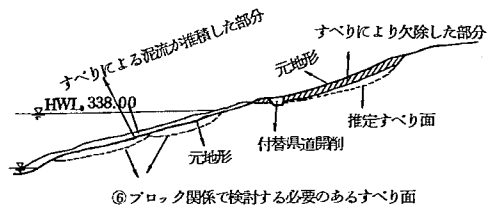


図 - 17

③ ブロックは、となりの②ブロックの岩質より若干締まった砂岩、凝灰岩であるが、道路開削後 5～10日位から主として断層粘土面を境として“まるでヨーカン切るように”岩塊が切土面から飛びだしてきたものである。その後これらの岩塊は崩落し、それをきっかけとして上部土塊が次々に崩落的滑落をしたものであり、その後の計器観測により更に上部まで潜在的すべり面が存在す

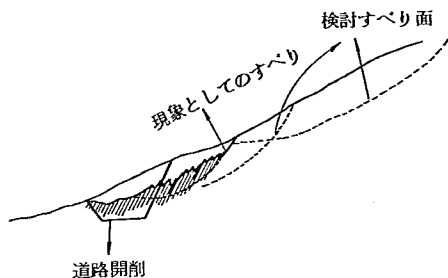


図 - 18

ることが想定された。

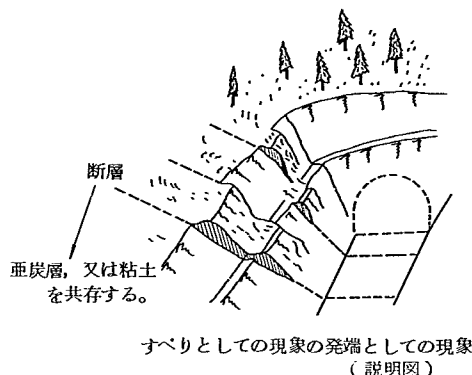


図 - 19

以上の①②③ブロックが現象として顕著にあらわれたものであるが、④⑥ブロック等は全体的な調査の結果、検討を要するブロックであり現在解析中である。

2) その対策工事

地すべり現象は主として県道付替道路より上部で発生し、調査の進行中、この道路を境として上部と下部は別個のブロックとして取り扱って差支えないと結論に達し、とりあえず県道の迂回路でもあるこの付替道路を確保することが、ダムの工程に大きく影響するため、主として①②③ブロックを対象として対策工事の検討がなされ、現在工事中である。

基本的考え方は次のとおりである。

②ブロックは左右の隣接地形からみて盆状に下がっているのので、排土工法は適当でない。擁壁等の直接抑止工法は規模の大きい床堀を要するので適当でない。杭工法を基本とする。

③ブロックは隣接する地形からみて高い位置にあるので排土工法が適当である。但し排土工法で対処しきれない下部のすべりに対しては杭工法を実施する。

①ブロックは③ブロックに関係して排土工法で対処する。

また、集水ウエルにより地下排水ボーリングを実施し、安全率の増加をはかる。

なお、安定解析上の諸数値は表-16 のとおりである。

④ 杭工法の概要と問題点

○ 対象すべり面を考慮しながら最も有効な杭配列位置の選定

問題になるのは杭の位置によっては、この杭によって拘束された新しいすべり面が、杭施工位置の上方又は下方において発生することである。このため杭位置はトライアルに検討する必要がある、場合によって2段階～3段階と配列しなければならない。当方の②ブロックについては、3段階の配列となっている。

ブロック名	すべり面	地 質	状 態	使 用 強 度	
				C	φ
2	1 次	粘 土 崩 積 土	崩 積 土 下 面	1.0 t/m ²	5°40' (0.099)
	2 次	砂 質 凝 灰 岩 と	強 風 化 下 面	"	10°40' (0.188)
	下 部	" シ ル ト 岩	"	"	"
	表 層	崩 積 土	崩 積 土 下 面	0.9	4°00' (0.069)
3	1 次	凝 灰 岩 砂 岩	強 風 化 下 面	2.5	15°10' (0.271)
	2 次	"	強 風 化 層 中	"	"
	深 層	"	強 風 化 下 面	"	19°15' (0.349)
	表 層	崩 積 土	崩 積 土 中	1.5	7°35' (0.133)
1		凝灰岩泥岩互層	強 風 化 中	2.5	25°00' (0.466)

想定すべり面の安全率を確保するために必要な抑止力（P）を算出する。この力を水平力として扱って次の考え方で杭構造、ピッチを算出する。

$$\frac{\text{杭1本のせん断抵抗力}}{\text{必要な抑止力(P)}} = \text{ピッチ} \quad \text{とする。}$$

$$\frac{\text{許容曲げ応力}}{\text{作用曲げ応力}} = \text{ピッチ} \quad \text{とする。}$$

内管 = 267.4

H 型 = 150 × 150

地すべりとの接点の問題と思われる。
ちなみに②ブロックの最下段の杭（道路より前面土塊は期待できない）について上記の考え方と土圧式により

图 - 21

次に杭Aのような場合の考え方については未だ検討中である。

- また杭の根入れ深さについては経験的に全長の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ と考えられているが、杭の計算をした場合、このように支持杭とは考えられず、又、根入層もそれ程堅固な地層でない場合には果してたわみ角 0 になる点で良いのかどうか疑問が残る。
- またピッチについては、前面の土塊が充分期待できない場合には、杭と杭との間から抜けてくる土塊があるのではないかと。特に当地の場合は土質上へドロ状の堆積物であるので、杭のほかにこの処置を考慮しなければならない。

〔7〕 盛立 2 材料

1) ロック材

ダムサイト周辺の地質は主として第三紀層よりなっている。基盤として花崗岩、先第三系があるが、花崗岩の分布は比較的近い所に分布しているが、風化層が厚く廃棄岩が多いため、ロック材はダムサイトから 10 km 上流の室の沢という地点の安山岩の山を決定している。

岩質は緻密な玄武岩質の安山

表 - 17

岩であって、40~50 cm の柱状節理が発達している。調査が進むにつれて同じ安山岩でも緻密なるものと比較的多孔質の部分とがみられた。

サンプルの強度等の値は右のとおりである。

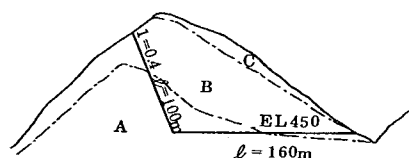
全 試 料		記音波速度	比 重	吸 水 率	一 軸 強 度
		5,500 m/sec	2,577	2.330	628 kg/cm ²
ボーリングコア 試 料	緻	5,400	2,491	3.957	478
	多	5,800	2,602	2.037	761
横 坑 試 料	緻	5,800	2,570	2.968	736
	多	5,400	2,564	2.488	557
横 坑 試 料	緻	5,400	2,564	2.488	557
	多	5,300	2,470	4.227	408

ロック山の岩盤区分は次のとおりとした。 きれつ間隔

- | | |
|------------------------------------|--------------|
| A (一軸強度 > 700 kg/cm ²) | I 50 cm 以上 |
| B (" 400~700) | II 15~50 cm |
| C (" < 400) | III 15 cm 以下 |

きれつ間隔については、柱状節理の関係もあり 50 cm 以上というのはほとんど期待できないと想定され、ほとんどすべて 50 cm 以下であるので、最終的には強いて分けて ABC のみで検討した。

なお、凍結融解試験(岩石)の結果 300 サイクルでの残存率は表-18 のとおりである。



$$\begin{aligned}
 A &= 870,000 \text{ m}^3 \\
 B &= 780,000 \text{ m}^3 \\
 C &= 420,000 \text{ m}^3
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{ロック } 1,650,000 \text{ m}^3 \\ \text{廃棄 } 420,000 \text{ m}^3 \text{ (全体の 20\%)} \end{array}$$

図-22 代表的掘削計画断面

表-18

60~65%	65~70	70~75	75~80	80~85	85~90	90~95	95~100
—	1ヶ	1ヶ	1ヶ	—	1ヶ	2ヶ	25ヶ

堤体の設計に用いたロック材の数値は次のとおり。

湿潤重量 = 1.8 t/m^3 比重 = 2.6

飽和重量 = 2.1 t/m^3 C = 0

乾燥重量 = $\phi = 45^\circ$

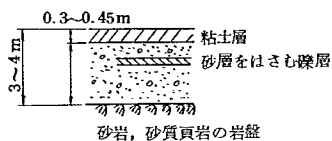
ここで問題になるのは別添図面でもわかるように上流側の法尻が急に広がってしまう地形となっているため、堤体の勾配が2割5分とおさえられてしまうことである。ここで逆に ϕ が 45° 必要であるということになってきている。そこでロックであっても締固めをすることにしており、更に大型せん断試験装置を製作し、実験をすると共に、盛立てに先がけて盛立て試験（締固め試験）を実施することになっている。

せん断試験（47年末から48年当初）

盛立て試験（48年6～7月頃）

2) フィルター材

フィルター材はロック山の細粒部分を使用する場合もあるが、当ダムではロック山より近いダムから8kmの白川と広河原川の合流点で低位段丘を形成する砂礫を使用する計画である。この段丘の構成物は右のとおりである。



砂礫の構成岩質は表-19のとおりである。

表-19

	岩 質		組 成	
礫	火 成 岩	安山岩, 花こう岩, 石英斑岩	41%	10~20cmの円礫が多い
	堆 積 岩 I	凝灰岩, 頁岩, 砂岩	8	軟質で10~30cmの礫
	II	粘板岩, チャート, 硬砂岩	15	硬質で2~3cm
砂		火山灰, 砂	36	
計			100	

体積的には次のとおりとなるが、全量 $600,000 \text{ m}^3$ に対し、粘性土、微細砂を含むものが30%とすると、 $600,000 \text{ m}^3 \times 0.7 = 420,000 \text{ m}^3$ となる。

砂礫の性質を総括的にみると表-20のとおりである。

表-20

項 目	試 料	右 岸 (広河原川系)	左 岸 (白 川 系)
比 重	細	2.45	2.43
	粗	2.48	2.40
吸 水 率 %	細	6.8	8.8
	粗	3.2	3.5
単 重 t/m^3	現 地	1,897	1,833
	細	1,452	1,426
	粗	1,668	1,657
通過百分率 の径 m/m	15 %	2.6	2.7
	85 %	97	80

湿潤重量 $1.872 t/m^3 \rightarrow 1.7 t/m^3$

乾燥重量 1.628

飽和重量 $2.006 \rightarrow 2.0 t/m^3$

ϕ については $sri \phi = \frac{K}{1+e}$ から求めたものであるが、ロックと同様、せん断試験結果を待ちたい。

次に粒度について、ロックコアとの関連においてその範囲と実際の粒度範囲を図示すると次頁のようになる。

透水係数については、現地の堅坑掘削時の坑内水位回復から推定した平均値透水係数は 5×10^{-3} 程度であり、一般にコア材は 1×10^{-5} 以下であるので、問題ないものと判断される。

設計に用いる数値は次のとおりである（フィルター材として）。

比 重 2.450

C 0

ϕ $31^\circ 20' (0.609) \rightarrow 0.7$

3) コア材

コア材の山はダムサイトから北西約 2 km の中の沢という地点の花崗岩の風化層（マサ帯）として決定した。広範囲に調査をした結果、附近一帯から“尾根部”と称する部分が適当であるとの判断からこの部分に決定したので以下この部分の材料について略記する。

「マサ」をマサAとマサBに区分した。

マサA = 断層による破碎が主な風化の原因で、青味を帯び礫は 10 cm 程度以下が大部分で、地山は非常に緻密である。

マサB = いわゆるマサで赤褐色を呈し、礫の大部分は砕くことができる。

質的な面ではマサAは多少細粒分が多くそれに伴って透水係数に約 10 倍の差がみられる。（標準突固め試験による最小透水係数ではマサAが 5 以下 $\times 10^{-7}$ ，マサBで 5 以下 $\times 10^{-6}$ ）。 ϕ の問題では差があると思われるが適切な値はつかんでいない。（標準一面せん断試験によると、マサA = 40° ，マサB = 50° ）

マサAとマサBの材料としての性質を総括的にみてみると次のとおりである。

表-21

	粒 度		比 重	自 然 含水比	Wopt	r_{tmax}	最小透水 係 数	ϕ	C	LL	PL	PI
	シルト分	粘土分										
マサA	11.9 %	6.3	2.696	6.8	9.9	1.996	3.3×10^{-7}	$39^\circ 42'$	0.82	27.1	14.8	12.3
マサB	9.0	2.0	2.686	5.9	10.6	1.962	2.4×10^{-6}	$48^\circ 59'$	0.75	25.2	13.9	11.3

分類は砂質ロームでSCである。

粒度については先の図面に示してある。

全体的に云ってマサAとマサBは基本的には大差ないものと考えられ、採取計画としては双方を採ることとし、その量は次のとおりである。

マサA 254,000 m³
マサB 51,000 m³) 305,000 m³
廃棄量 87,000 m³

次に自然状態で施工可能かどうか検討の結果、次の表のような結果となった。これから次のようなことが云えると思われるが、各種試験は標準試験なので、実際は、せん断試験、盛立て試験の結果により修正されなければならない。

- ① 地山の含水比は約 9～10 %で最適含水比より 1～2 % 低い値となっている。
- ② 透水係数が最小となる時の含水比は 13～15 %で、この時の透水係数は 6×10^{-7} 、乾燥密度は 1.88 位である。
- ③ 現在目標としている透水係数 5×10^{-6} 以下となる時の含水比は 8～13 %位と考えられるが、推定値の巾が大きいのサンプル数が少ないので、更に検討の余地がある。
- ④ 自然含水比のままでは転圧すれば、乾燥密度は約 1.9 位である。

表-22

項 目		サ ン プ ル	推 定 値 95 %
自然含水比の平均		$\bar{x} = 9.5 \%$	$\mu = 9 \sim 10 \%$
" 標準偏差		S = 3.2	$\sigma = 2.7 \sim 4.0$
最適含水比の平均		$\bar{x} = 11.0$	$\mu = 10 \sim 12$
" 標準偏差		S = 2.2	$\sigma = 1.6 \sim 3.3$
透水係数が最小となる含水比		$\bar{x} = 13.6$	$\mu = 12.5 \sim 14.7$
" が 5×10^{-6} 以下となる含水比		$\bar{x} = 8.1$	$\mu = 2.9 \sim 13.3$
自然 転圧 含水 比で 場合	平均乾燥密度	$\bar{x} = 1.89$	$\mu = 1.87 \sim 1.92$
	" 標準偏差	S = 0.0035	$\sigma = 0.026 \sim 0.054$
	$r_d \geq 1.87$ の出現確率	0.747	0.54 ~ 0.954
	$r_d \geq 1.90$ "	0.447	0.211 ~ 0.683
	$K \leq 5 \times 10^{-6}$ "	0.521	0.259 ~ 0.783
相 関 係	r_d と K	全 体	相関係数(r) = -0.32 有意なし
		T-7 試料	" = -0.54 "
	粘土含有量と K		" = -0.37 "
	粘土 + シルト含有量と K		" = -0.87 有意

} m の問題あり

以上のことから

自然含水比 < 最適含水比 < $K \leq 5 \times 10^{-6}$ の含水比 < $K = \min$ の含水比

9～10 %

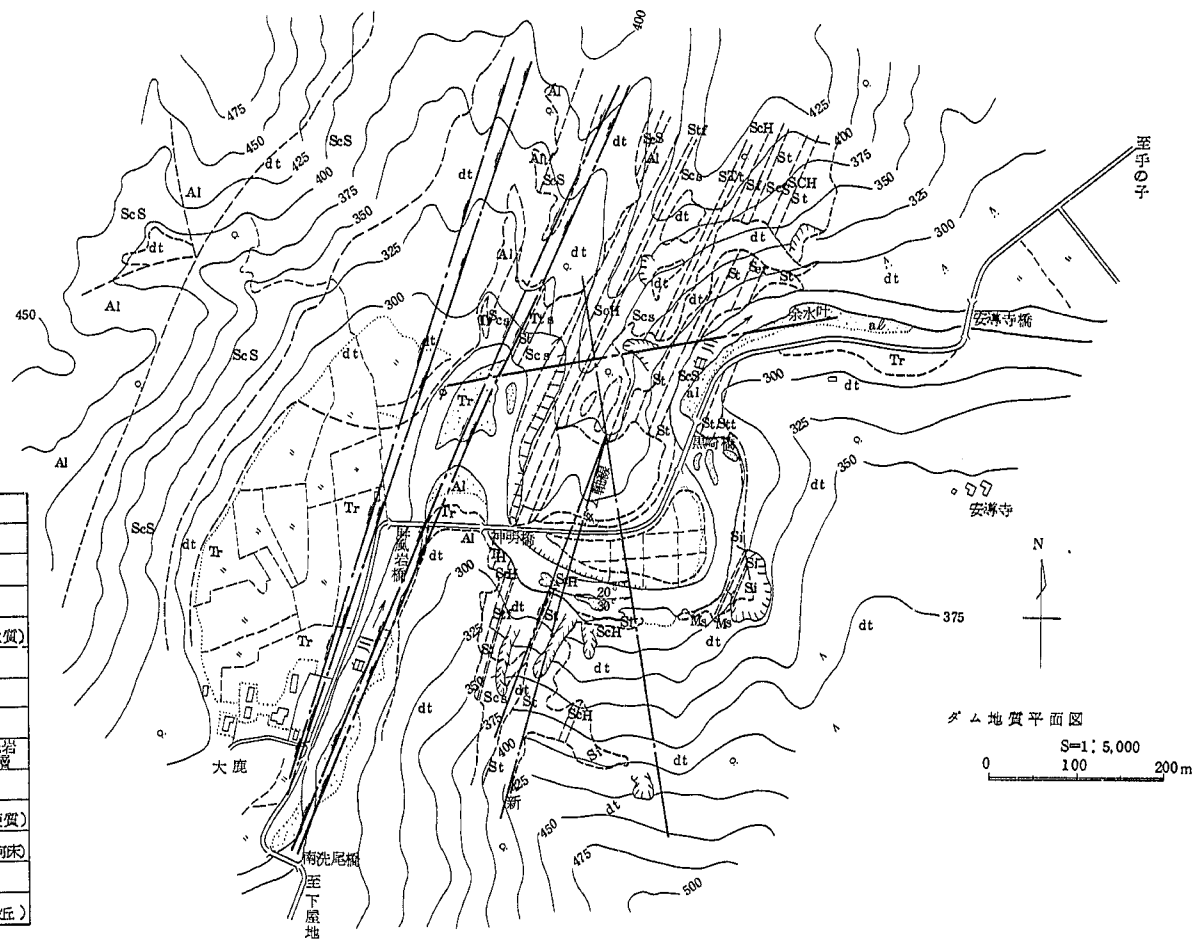
10～12 %

8～13 %

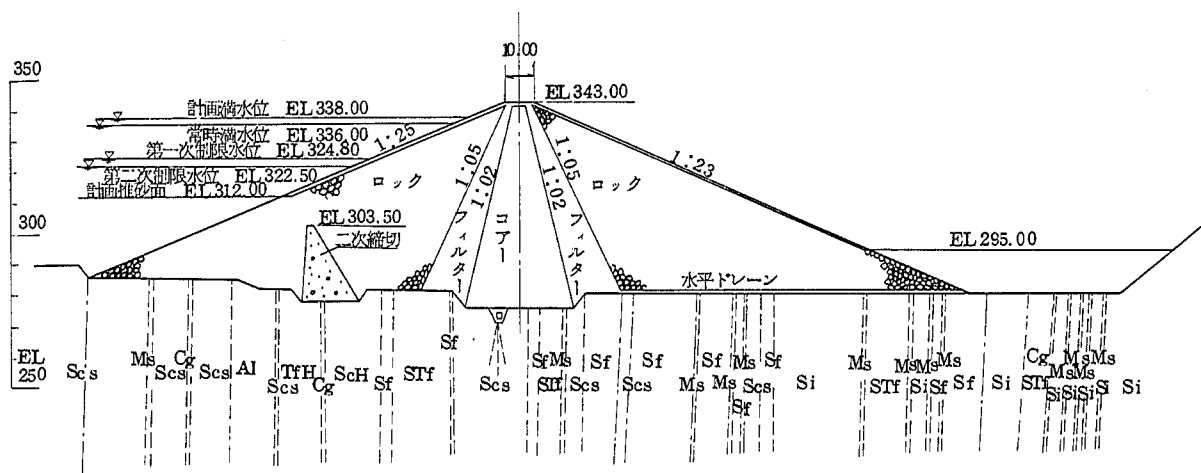
13～15 %

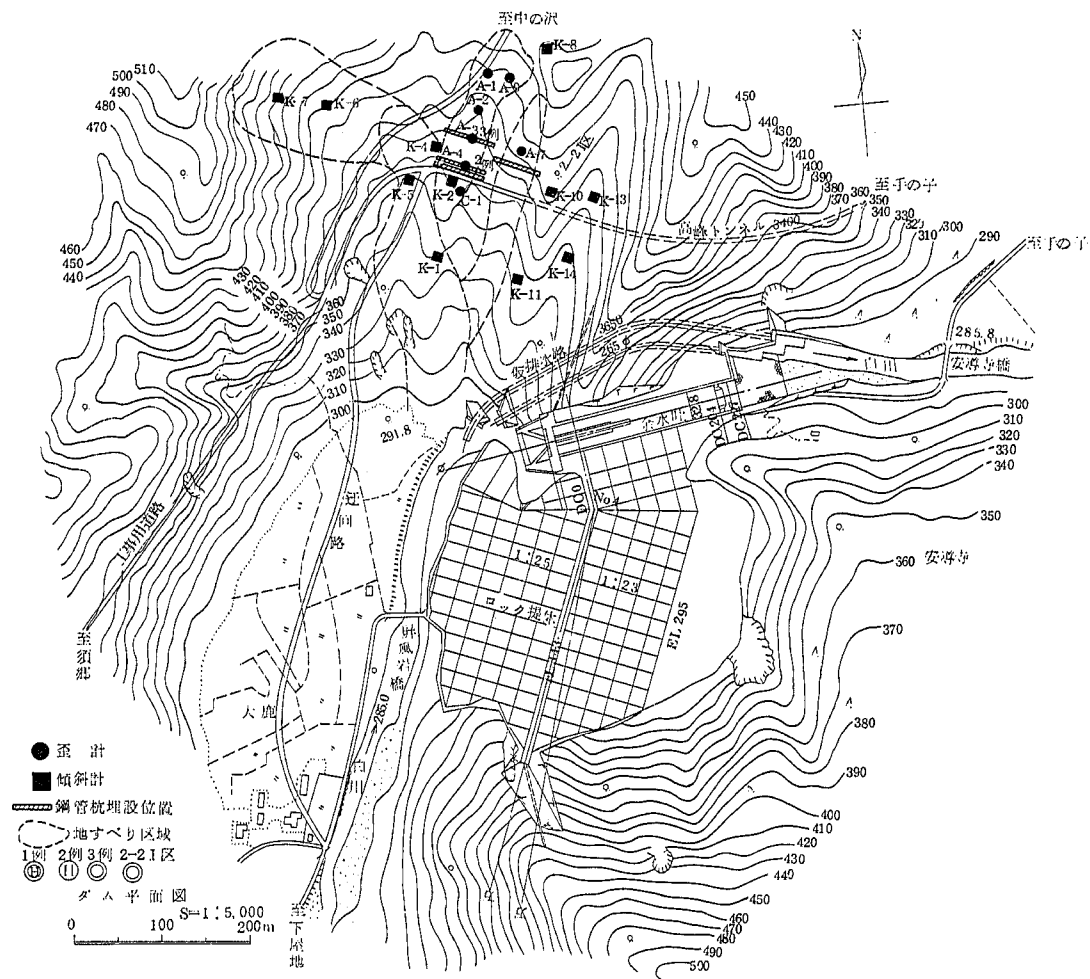
となり、自然含水比のままでの施工は難しいものと判断される。しかし現場施工の転圧のエネルギーその他の条件によって若干緩和されるかもしれない。これも現地試験の結果を待っている状態である。

凡	例
Ms	泥 岩
Si	シルト岩
Sf	細粒-中粒砂岩
Scs	粗粒-中粒砂岩(軟質)
Or	岩
STf	砂質凝灰岩
Sfs	凝灰岩(軟質)
Al	砂岩、シルト岩、泥岩、凝灰岩の互層
TfH	凝灰岩(硬質)
ScH	粗粒-中粒砂岩(硬質)
al	円, 砂, 粘土(河床)
dt	角, 土砂
Tr	円, 砂, 粘土(段丘)



S-1 : 2,000





〔質疑応答〕

(今 西) ただいま白川ダムについて白川ダムの岩盤の強度の問題や試験方法には共通的な要素があると思いますが、具体的なものとしてはいろいろ白川ダム個有の問題もあると思います。それから岩盤の風化の問題だとか、工事用の付帯設備についての、いわゆる工事用道路、付替え道路、そういったような問題で、地すべりその他の問題についてのお話がありました。現在、ダム地点の地質としてあまりいいところがないので各地建とも非常に困難ということをお考えになることが多いと思うのですが、今の太木さんの話の白川ダムを考えながら各地建でいろいろフィードバックしていただきたいと思います。

いろいろな調査をやり現在工事をやっていてさまざまな問題にぶつかったが、結局、地質調査としてもっとどんな点をやっておけばよかったかということについて御意見をお伺いしたいと思う。

(大 木) 特にこれというものはないが、やはりダムの本体だけでなくその周辺の、例えば山腹の安定というようなものにも、もっと重点をおいて、やっぱりここが怪しいなと思ったら、徹底的に調査すべきだと思います。この場合もこういう地質だということは大体にらんでいたんですが、ボーリングだけはやってあった。この程度の道路の発破ぐらいではという気持は実はあった訳です。他に特にこれということはない。

(今 西) 私も実は、調査時代にあそこの現場に行きまして、現在の工事用道路で地すべりを起している所もみたこともあるんですが、確かにものすごい断層が入っている。それで、もうすべりそうだということが大体どなたでもわかったのではないかなと思うのですが。ここに一つの調査の心構えとして調査段階の時どうしてもダムの本体に重点がおかれて工事用の設備、私自身考えて見たら工事用道路の図面すら実は見なかった。あそこに道路が入ってくるということも余り気にしていなかった。ということを一瞬反省している。今のダムの工事を考えてみますと必ず貯水をするすべりを起こす。それから工事中に本体ではなくてむしろプラント類とか、工事用道路、それから付替え道路ですべりを起す。それも全く知らないのではなく、何か調査のウエイトをかけていなくて、はじめの段階はダムセンターをどこに持ってこようとそればかりに重点をおかれて他の方に考えが及ばなかった点が多かったのではないかなというふうに私自身も反省している。このようなことを考えてみると他の地点に行きまして、私も時間もないせいか、大概ダム地点だけで他の設備関係だとか工事用道路というところまでお話を聞く機会がなくてすませてしまっている。それから事務所自体でもそのような傾向が強いのではないかな。そのようなことに対してダムを検討する時にダムの付帯的なものも一諸に考え、一諸に調査し、それについての設計というのもダムの選定ということに対するウエイトと同じ位にもっていかないと大変なことになってしまうという感じがする。これは極端ないい方ですけど白川であのようなことになっているが、あれが変な話ですが、一年位もってもっと後で工事の最盛期頃にあのような現象が出てきたのではもうどうにもならなかったのではないかな、掘削中に出てきたというのは悪かったからすぐ出てきたわけですが、起きるということをも必然的だったと考えると、むしろ不幸中の幸いだった。初期の段階で手が打てるという感じを持ったわけです。他

に地建の方で何か御質問がありましたら、大木さんは実際にそのダムにおられて非常に御苦心されているわけですから質問がありましたらどうぞお願いしたいと思います。

(畑 中) 第3紀層で岩種によっては建設前はかなり緩るむはずですが、掘削の時の手掘掘削はどのぐらい残さないと駄目ですか。整形するためにどのぐらい残していますか。

(大 木) 水平面に対しては2m、傾斜面については30cmです。

(畑 中) それは岩質に関係なくみんな一諸ということですか。

(大 木) そうです。特に問題のないところはこうしています。ある程度構造物だから先に荒掘削をしておき、それを後で直前に掘削する。

(畑 中) ゆるみの深さはどのような調査でやるか。

(大 木) 一応概査でやったのだが、大体0.6 km/sec はゆるみゾーンだが、その他1.5 km/sec、地山のいいところで2.5 km/sec 程が少なくとも1.5 km/sec ぐらいになる所までは堀削することを十分見積ってやらなければいけないのではないかと考えていたが、この弾性波速度自体が水の問題等の影響を受け易く、再検討している。

(畑 中) 1.5 km/sec というのは、中央掘削でしょう。そうではなく例えば掘削面で一年だとか二年たつと2mとか3m ゆるむわけですね。それを定量的に計る方法はどのようながありますか。

(大 木) それは今のところ考えておりません。

(今 西) 他に何かございませんか。

(須 田) 地すべりの件ですが、一応崩壊した後、調査をかなり具体的にやられたようですが、その前の徴候とか、地形的な特徴といったものはありませんか。

(大 木) この問題につきましては、先程今西部長も話されたのですが、地形的にはそのようなクセがあることは大体わかっていた。ボーリングだけはやったんですが、後は地下水が非常に高いことと岩質が粘性土であったことと、地山は昔すべったかどうかはその時点では判定できなかった。地下水が高いのでダム湛水に対しては有利な方向ではないかという気休めもあった。それから道路を切るという問題については多少甘かったのだが、この程度が切れる巾だという考えがあった。地形面の徴候はなかった。

(今 西) すべりの問題については午後、渡さんがダム及び道路に関連しての地すべりについてという話にも含まれてくると思うし、また偶然であるが、今白川ダムから帰って来たというところですので、またそういったところの論議もしていただけたらと思う。先程の大木さんの話にもありましたが、ダムの調査ですと、まず本体の安全、それから貯水してからどうなるかという考え方を通して仮説というようなものごとの判断基準が出てくるのではないかと、そうすると結局、あそこが地すべり地だということがある程度分ってくる。するとそれに対してボーリングなどで調査して割合水位が高い。そうすると貯水に対する影響も割合と少ないのではないかと安心してしまふ。段々後期頃になってくと段々仮説になってきて私共も含めて全部の関係者がついつい忘れてしまったのではないかとということもある。今後もしそういう意味でいろいろ反省しなくてはならないと考えている。それと先程スライドで見せてもらったのがフィルダムの宿命としてやはり、水量をたくさんとらなくてははいけない。そうすると大概コンクリート

を考えなくてはならない。そうすると悪い所で割合大きい。

先程、法面のスライドを見せてもらったのだが、私としては思ったよりいいなという感じを持ったわけです。スライドだけですからよくわからないのですが、掘削についての法面保護でいろいろ共通的な問題があるのではないかと思うのですが、そのことについてのお考えを教えてください。

具体的に、ああいふところのボリュームの大きい掘削で先程スライドで全部出てきました。割合軟かい岩質なのであのような所の処理を、まあ切離しということはないだろうと思うけれど、切離しでなくて吹付けみたいなのをされるのか、或はコンクリートで保護されるのか。

(大 木) あそこは先程いいました地山で、掘削を残しておくだけで後はコンクリートを直に打つという考え方です。水擁壁の部分が実は壁にあるものですから、もたれと自立の関係もはっきり表に出ていないところが一部分があるのです。特に法面保護ということはあの面については考えておりません。

2. 国道161号線西大津バイパス長等トンネルについて

近畿地建 滋賀国道工事々務所

調査課長 鈴木 達彦

1. は じ め に

一般国道161号線は、福井県敦賀市と滋賀県大津市を結ぶもので、北陸地方と近畿圏の中核都市を最短距離で連絡する重要路線である。

本路線は、昭和39年度一次改築工事完了後も局部的に整備を行なっているが、近年の自動車輸送の増大および琵琶湖西岸一帯に発展した地域からの交通量の増加等によってふくそうする自動車交通量に対処しきれず、その機能は著るしく低下している。

加えて、本路線は、琵琶湖・比叡山系を背景としたレジャー地域が集中しているため夏冬のシーズンには観光の車が殺到し、交通混雑に拍車をかけている。

このような交通混雑緩和をはかるため、161号のほぼ全線にわたり、二次改築事業が進められている。

西大津バイパスは、特に大津市内の交通緩和を急務として、大津市坂本より同市藤尾上横木国道1号線接続までの11km間の路線である。このうち、第一期工事として同市南滋賀から国道1号接続までの5.9km間はすでに工事に着手している。長等トンネルは、大津市街部西側山ろく部に計画されているトンネルで、本路線中最長(L=1,300m)である。

2. 地 質 概 要

本地域は、比良一比叡山系の南端に位置し、300～400mの屋根が連なる低山地を形成している。

附近の地質は、皇子山ゴルフ場より北側は花こう岩類、南側は古生層に大別される。その層序関係は、最下位が粘板岩・チャートをもとする古生層(丹波古生層といわれる)で、これを貫いて、花こう岩、あるいは花こう斑岩・石英斑岩等の岩脈類が、また、これらを不整合に砂礫又は粘土をもとする新生代の古琵琶湖層および扇状地堆積物が分布する。(図-1)

古生層は粘板岩を主とし、チャート、部分的に砂岩を狭在している。粘板岩は、黒色緻密であるが、風化すると層理に沿ってはく離する。チャートは珪質できわめて硬いが、層理の発達が著るしく板状を呈している。花こう岩・花こう斑岩の接触部では熱変成を受けてホルンフェルス化している。古生層は、全体としてほぼ東西の走向を示し南に50°～70°の傾斜をなしている。花こう岩は黒雲母花こう岩で風化は著るしく進み大部分が「マサ」状となっている。

花こう斑岩は古生層・花こう岩を貫いて大小の岩脈となって分布している。その巾は数mから300mにおよびかなり深部まで風化を受けている。

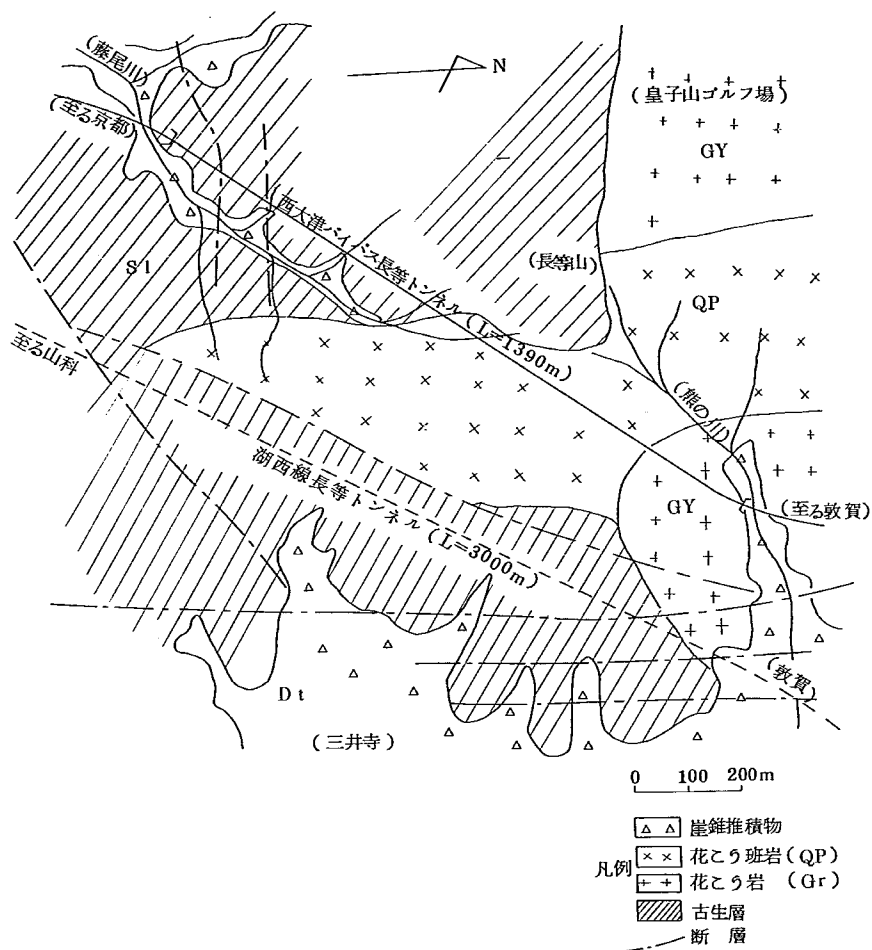


図-1 長等トンネル地質平面図

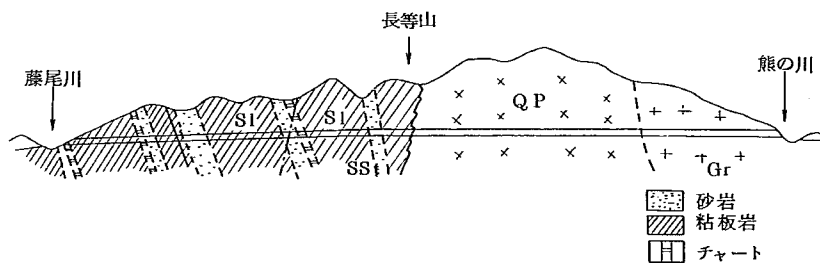


図-2 長等トンネル地質縦断面図

3. トンネル掘削に伴う湧水と地下水・地表水の影響について

トンネル湧水が問題になるのは、集中湧水が多く、一時的にも掘削中止が止むを得ない場合とか、湧水による地質の軟弱化にともなって崩壊流出といったトンネル施工条件を低下させる場合の問題と、トンネル内湧出によって従来の地下水流路が変わり、周辺の地下水位低下、湧水を引きおこす問題とある。

長等トンネルについては特に後者が問題となっている。

3.1 問題の経緯

国道バイパス長等トンネルは、一部三井寺の領域内を通過することになるが、トンネル掘削にともなって、地下水の固渇としては山の樹木の枯死を引きおこすことになるということで問題となっている。

この長等トンネルの350m東側に平行して湖西線長等山トンネルがすでに掘削（現在コンクリート巻立完了）され、この際に、池水・沢水の固渇現象が生じたことより、今後バイパストンネル通過により地下水脈切断により池・沢の水の固渇がさらに拡大されることになる。

3.2 トンネル掘削による地下水の影響

① 地下水面形成模式図

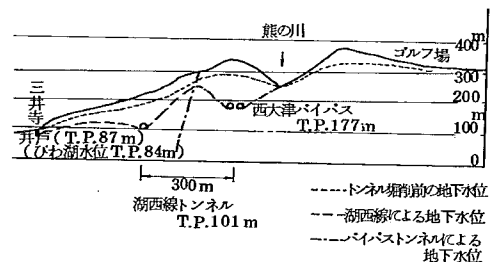
湖西線トンネル・バイパストンネルによる地下水面形成を模式的に示すと右図のようになる。

② 河川系

本地域の河川系は図-4のとおりで、樹枝状を形成している。

流域諸元

	流域面積	湧水流量	比流量
熊の川	0.25 km ²	0.3 m ³ /min	1.2 m ³ /min/km ²
三井寺	0.72 km ²		



3.3 樹木の枯死の問題

トンネル掘削により地下水位の変動がおこることになるが、地表水もその影響を受ける。

一般に地下水は次のような関係にある。

植物が吸収利用する水は、土壌水および付着水である。付着水・土壌水のかん養は、一般にほとんど降雨によって行なわれ、

土 壌 水

付着水及び動水

毛 管 水 ∇ (地下水面)

地 下 水

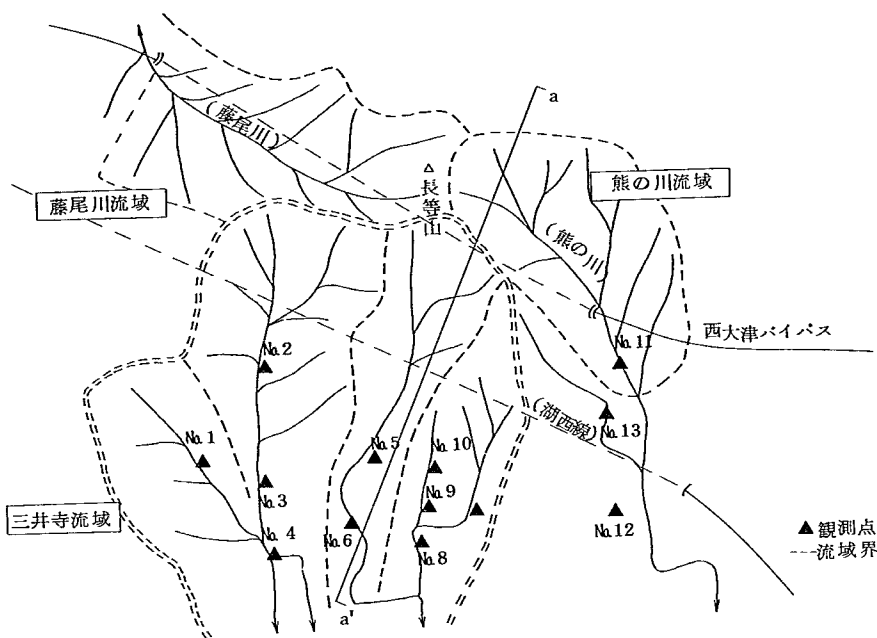


図-4 河川水系図

地下水面から上方への水分の供給は非常に少ないのが通常である。

従って、トンネル湧水によって、地下水の低下がもたらされても、植物に関係ある付着水・土壌水に対する影響はほとんどないと考えられる。

このことは、長等トンネル近辺にはすでに7本のトンネル（東海道線、東海道新幹線、疏水（第1・第2）、名神、湖西線、旧東海道線）があるが、これによって樹木が枯死したという事実がない、ということからも実証されるわけである。

〔 質 疑 応 答 〕

（今 西） トンネルを掘りますと必ず湧水という問題がでますが、この長等トンネルの場合は、三井寺という又もう一つ宗教的な問題も含んでいるので大変だろうと思います。湧水についていろいろ御意見がありましたら伺いしたいと思います。

（佐々木） この横断面図に地下水域が書いてあるが、地下水位の調査はどういうふうに行ったのか、池とか井戸とか或いはボーリングとかで同時に観測したのか。

（鈴 木） 今迄の湖西線の結果から、一寸申し遅れましたがここに井戸を掘ったわけです。後で、そこからポイントをおさえて湖西線の位置から推定した。

（佐々木） 地下水のコンターを引いたらある程度推定できるのではないか。

（須 田） 逆にある時間をかけて水位の回復を測定し、それによって地下水コンターがどうい

ふうになるか。微々たるものであればいい、と云う話が出てこなければ湧水現象は問題だ。このコンターの変化を計算できれば、あくまで計算上でしようけれども、ある程度出るのではないか。トンネルによって異なることは確かですが。

(鈴 木) ご承知のように、水の問題は計算通りには絶対いかないと思います。

(須 田) 計算上と実際はよく合わないかも知れませんが、逆にこれを最大と見積ってもこの程度だといういいかたはできないだろうか。一寸危険かも知れませんが。それに関連して実は私のところで山中トンネル(252号線)で、その坑口の所を2.5%であがっていき坑口付近が問題ですが、掘り上った後でどの地点でどれだけ出るかというのは大方わかっていた。逆に先程の水位の計算をやり大体この辺まで水位が下がっている。従ってここを掘れば出るはずだということで、水の補償の問題として横穴ボーリングを計画では出るはずのところを7本打ったが、1分間に1ℓぐらいしか出ないでどうにも当にならない。

(鈴 木) 三井寺の中に井戸を掘って実際の機能としては回復されているが、トンネル掘削が完了してから、現在池自体はまた十何センチかの水位差があるらしいが、沢自体はもとの状態に立返っているようです。一般に6ヶ月後か1年位すれば地下水位はもとに戻るんだろうということがいわれているが、恐らく現状で湖西線から1~1.5ℓ/min位の水が出ている関係を見ると完全に復旧するのは恐らく当分かかるのではないかと考えている。長等トンネルは高い位置にあることから湖西線に救われるという希望はもっているが、その辺はどうなるか今後の問題だろうと思います。それから花崗岩の中の岩盤の割れ目の状況などをボーリング等でやってみたいと思っている。

(今 西) 他に何か土木研究所の方で意見がありませんか。色々湧水の問題も取り扱っていると思うのですが。

(菅 原) この現場は見たことがあるんですが、やはり湧水の問題は掘削の面から考えると、1つは水をとるための例えば井戸を掘って水を汲むというような面と、三井寺の方で問題にしております樹木が枯れるという面があると思うが、確かに水位が下ると思うがそのまま樹木の枯死にはつながらない。水位回復の問題も、今までのいろいろなケースから見ると完全には回復できないだろうと思う。大抵半分から半分ちょっとしかできないというのが多いようです。このような問題については、水の供給が山の上流側で水がカットされるかが問題なのですが、樹木が枯れる程完全にカラカラになるなんてことも考えられない。こういうことは観念的にわかるのですが、数字としてはとても出せません。

(今 西) たまたま長等トンネルとして山地バイパスの例として出てくるわけですが、これからトンネルがだんだん市街地の方にも掘られてくる傾向がある。そうすると方々のトンネルで、井戸水とか、水田といった所でこのような問題が多く出てくると思います。それから又山岳地帯に行くと国鉄ではしょっちゅう問題にされているわけですが、温泉にぶつかって温泉を引張ってしまう。そして周囲の温泉の源泉が濁れると云った問題も出てくると思う。現在建設省の中部地建の計画にもそういった源泉に関連する問題のトンネルも割合出てきている訳です。問題点としては1つの解決方法はトンネルでどうしても水が出てくる。だから別な方法で水と与

えるというのも1つの解決方法でしょうし、それから、ここの場合のように同じ量の水を与えるということではあまり解決がつかない。あく迄も地下水面の維持というのがどうも要求のような感じがする。そうすると非常にむずかしい。そうすると掘削の方で何か考える余地はないか。そういうことでどうですか。トンネル研究室の方で何か御意見ありませんか。

() 導坑とか上半を掘りその後すぐライニングするということで、大部湧水が防げるのではないでしょか。水みちが防がれるのでは。

(今 西) いや、私は防さがれないと思う。すぐライニングしてもトンネルの断面に出てこないということでライニングに沿って大概流れている。それからトンネル自体のことではライニング背後の水はなるべく排除してやった方がトンネルの安全対策からしてもいいと思う。ライニングするということは無関係だと思う。必ずセンタードレーン等に出てくる方が多いと思う。

() その入水を注入してやったらどうか。

(今 西) ですから水量で解決がつくのなら、トンネルを掘るわけですから当然坑口に水が集まってくるからその水の量を与えてやるなんらかの方法で、そこから水道を引張ってもいいと思うが、この場合はなかなかそういかないのではないかと。量ではなくてそこに水が出るのが要求なのではないか、という感じを私は受けとっている。そこに一寸普通のトンネルの湧水の解決方法とは違ったことを考えなくてはならないし、それから関係ないなら関係ないで相手に納得してもらうような理論的構成、これは被害を与える方と与えられる方の立場があるので、そう簡単には納得は得られないと思うが、やはりそのようなこともやっていかなければいけないのではないかと。水を全く出さないということであれば、相当金をかければ、極端な話で海底トンネルも掘っている海の水を引張らないように一生懸命やっていることはやっている。ですから相当費用かければ完全にはいかないが普通の工法よりは、その影響をやや少なくするということはあり得る。青函などでも明らかに海水は出てこない。しかしそれも水を全く出さないというのではなく施工が出来る程度にしばらくというのを目標としているから、この場合ですとちょっと過酷な条件になってくる。地理院の方で何かご意見がございませんでしょうか。このような問題はいろいろこれから出てくるのではないかと思う。地理院の方で地盤沈下だとか地下水の関係をいろいろご研究されていると思うが……。

() 先程、あるいは違うかもしれないが、何か三井寺の領域の範囲外を通して大回りすればいいということをいつてたんですか。三井寺の範囲の中を通るのではなく山側のほうも少し大回りするのならいいと向こうは言っている訳ですか。

(鈴 木) やはり引張ることは考えられるのだが…。向こうもいった手前いえると思うが、前後がもう既に工事を進めておりますので、向こうのいうのも筋がわからないのですが。

(今 西) 私も法律のことはよくわからないが、三井寺の用地をはずれると三井寺としては一般的反対論以外に現像として現われないとなかなか反対しにくいのではないかという気がしている。それから国鉄もいろいろやっていて温泉を引張ってはトラブルを起こしているわけです。石橋さん何か建設省のトンネルで湧水で他に何か困ったことか、どういう調査をしたと云うような実例はありませんか。

(石 橋) 湖西線の掘削データを相当にしたのがあると思うが、その中で水の関係は掘削機能、湧水の程度とかいうことですけれど一時間に毎分 5 t ～ 7 t の出水があった。それ以降どれ位の出水があったか、あるいはどれ位出水が続いているか、そういった記録やデータが相当現場で細かなものを持っていると思う。今お宅で見られるデータはどういうデータかわからないが、国鉄の管理局か工事局の出している工事記録をご覧になっているわけですか。

(鈴 木) いや現場だけのデータだけです。事前の立入り調査ができないということで、なかなかむづかしいわけです。

(石 橋) 特に出水時の記録データというものはその時だけでなく持っていると思うんです。そういうのは相当参考になるのではないのでしょうか。

(鈴 木) 我々も欲しいと思っているのですが、なかなか古いデータというのはどこかに行ってしまったということもあって、なかなかつかめないということもあるんですね。

(今 西) それとこれは生々しい三井寺でもまだ未解決な問題でしょう。

(鈴 木) はい、未解決です。というのは応急工事はやったのだが今度は後々の電気代を出せとかいうことが起っております。

3. ダムの設計業務積算資料（ダムの地質調査） について

河川局開発課

建設専門官 堀 和 夫

お手元に土木研究所の方で用意していただいたダム積算資料というのがある。この後半の方に小さい版で第5章「ダム地質調査」というのがある。これについて説明する。ダム全般の工事費の基準化については、各地建の工事課長を中心にして全建設省ベースでダムの積算委員会を作り既にコンクリートダムの積算基準を出し、現在フィルタイプダムについて検討している。同じ歩みでダムの業務委託関係についても検討中であり、とりあえずこの様な基準を作ってこれを参考にしてもらいたいという流し方を現在している。今後歩掛り調査も並行して実施し、歩掛り調査の意見を反映しながら改正して行き最終的には官房技術調査室にボタンタッチして正式の基準にさせていただくということで、現在は試行段階である。ですからいろいろな御意見があったらどしどし出していただき、改訂するのはやぶかさでないと考えている。ダム積算委員会の窓口は、事務局は、河川局の開発課で長門係長が窓口になっているので何かあったら今後とも直接御意見を聞かせてもらいたい。お手元にダムの地質調査基準が配布してあるがこれらのバックデータについて言うと地質調査業協会によるものである。地質調査業協会の中にはコンサルタントがだいぶ入っているのだから、その中で実際にやったダムについて実際の歩掛りを出してもらった。これらのデータは総括的なデータが多い為できるだけ各作業毎に分解したうえで基準にとり入れたものである。資料の参考5と参考6が調査対象の事例である。どちらかというと言備的なものが多いので、直轄でやっている1、2の例を入れながら作った次第である。

小さいパンフレットの53ページに移る。53ページの5-2の4項め、地表地質概査、これは $1/5000$ 程度の図面を作るための概査、ダムサイト地表地質精査 $1/500$ 、試掘横坑観察、ボーリングコア調査、これらは現地作業を考えている。従って面積により、作業面積あるいは横坑の延長、ボーリングコアの長さなどによって当然委託費が変ってくるという考え方の積算方法を出している。それから地質総合検討というのは、例えば地質の中の概査 $1/5000$ （貯水池）と書いてあるのは地表地質概査 $1/5000$ 一番上のこれで概況をやり、これを総合検討してもらおうという意味である。必ず地表地質概査をやる。例えば貯水池の地表地質概査をやった時、一般にはリポートをいただく場合地質概査の貯水池の項目の日数が加わることをリンクして考えておく。ダムサイトの場合も同様でダムサイト地表地質精査、これはダムサイトの面積の小さいところを一生懸命見るから精査としたのだが、精査をやり、試掘横坑を観察すると、ダムサイト地表地質調査と試掘横坑の観察が入ってくる。試掘横坑とかボーリングコアの調査がない状態の時は概査になるのだが、その場合はダムサイトの調査の日数が適用されている。精査が入ってくると地質総合検討のダムサイト地質精査（ $1/500$ ）の日数が入ってくるという様な考え方である。それで工期は作業量に応じて算出してもらいたい。概略の工期の算出の仕方については参考の30、技師C、大現場に乗込むのにもいるのは技師のCではないかという考え方である。実際貯水池概査の段階で実際に現地を歩くのは技師のCではないかということでCが工期の決め手としている。

ダムサイトの地表地質精査の場合の工期を決定する決め手は技師のBになっている。そしてこれに休・祭日、工期の制限日数、それに若干の余裕をみて、概要の工期が決まってくるという考え方である。技師のA、B、C、は大体一般の業務委託のA、B、C、に準じているが、一般的な言葉でいえば、ここに主任技術者というのがある。主任技術者というのは非常に偉い人で外部の大先生

位を考えていただくとよい。技師長というのは技術担当の重役クラス、主任技師というのは部長、技師Aが課長、Bが係長、Cが係員という様な感覚に考えていただければ結構、これは建設省の一般基準をそのまま使っている。実際問題で現地作業がどのようなことになるかといえば、例えばダムサイトなどの調査でいうと、ダムサイトの地表地質精査をやる。それから試掘横坑、最初の段階では試掘横坑の数も少ない。ボーリングコアの数も少ないという段階で、とにかく、そういうのが調査の第一年度だと思う。こういう時に一応この基準でやり地質総合検討までやって、これでダムの地質調査の第一年度になると思う。そこで問題点がしばられ、試掘横坑及びボーリング計画が新たに計画され又変更されてこれをくり返して行なうということになる。それで今いった問題点をまとめたことが参考に書いてある。地質調査積算資料作成の経緯はコンサルタントが実施した35ダムで、これの分析調査を行なって作成したものである。今後の進め方は新たなデータを得て今後はどんどん修正していくということである。あくまで1つの案であるということである。それから3は本積算資料の問題点、本積算資料作成に当っての歩掛り調査依頼はコンサルタント協会に入会した者のみを対象とするコンサルタント協会と書いてあるが、実質的には地質調査業協会に依頼したということである。ここの資料がほとんど入っている。次回はさらにこれを含め解析取りまとめる予定であると書いてあるが、実はこの様なことは殆んどやっている。次回はむしろ直轄のダムの実際やった例の歩掛りを入れていくのが現実である。高さ100m以上のダムの資料が含まれていない。直轄ダムが少ない。発注条件等が複雑化しているため今回は対象外である。発注条件が複雑化しているという意味は直轄の場合は当然であるが、例えばボーリング工事の時に実際、地質関係の専門技師に立合せているというケースが非常に多い。横坑についても同様である。それから毎月1回～2回現地に行って設計に対して地質的検討を行なっているケースがある。特にその様な義務づけした契約をやっているという例もある。その辺まで入れて行けば全体に適用できるのがでてくるのではないかという考え方である。4は打合せ協議が特記仕様書と実績が大巾に異っている。これは、ここでは関係ないが良心的に書いたと思って下さい。打合せ協議は特記仕様書には明記されていない。これは地建のダムになればなるほどその様である。実はこの基準で高い安いの議論がいつでもでてくる。その場合、業者のミスかあるいは発注者が最初から立ち合わないで業者だけに現地をやっておいて後でのはずれのことをやっているということが非常に多い。その辺の問題からやった成果に対してのトラブルが起るということである。監督がしっかりしている所はいいが向うに任せた時に非常にへんな結果が出てくる。その様なことから特記仕様書で、例えばこの業務を発注したら毎月何回打合せようと必ず主任技術者を一回呼んで現地をみせるとか、こと細かなことが、この基準では欠けている。この基準で高いか安いのかの話は、実はこの辺から出てきているのでこの点を考えて欲しい。地建の方に流した資料は建設省河川局開発課となっているが、これは全地建の組織でやったもので、全地建的なものであるので改訂もやぶさかでないということである。それといろいろな背景もあるが、この中で、地質総合検討とは一口でいえばいろいろな問題点を引き出し、レポートを作成するという業務である。第一の問題点は打合せ回数、これは、仕様書ではっきりして積算に入れていく、これが1つの問題点である。次に地質総合検討がどうも少ないのではないかということが考えられるが、データからみるとこの様なデータしかでてこなかった。これ

は今回のデータが直轄が少く、又規模が小さいダムであった。それから予備調的なダムが多いという事で特に地質総合検討がないということである。あるいはこの様なことで出発して第2年、第3年とボーリングコアとか横坑がどんどんふえていけば、それらのデータで、概要の方で第一次、第二次調査工事あるいは、第三次調査工事がふえていけば、ボーリングコアとか試掘横坑観察の方で非常に金目になってきて全体としてイコールになってくる。この基準について計画的なところで、特に検討して頂きたいのは試掘横坑観察、あるいはボーリングでもそうだが、ダムサイトを構成する基礎岩盤が、1種類か、2種類か、3種類かということで難易度を分けてある。このことがどうかということで、この辺が踏切った考えである。実はこの時に、例の砂岩、粘板岩、頁岩などの古い地層が3種類で、その他が第三紀に対してこの3種類あたりがいいかどうか、A、B、Cの分け方、単純に3種類とっているがどうか、それと横坑あたりは100mに実績を整理し直した。又、ボーリングコアの観察とか横坑のスケッチとかあまりあまくないというか、十分やれるものであると考えている。

参考資料 1

ダム地質調査積算資料について

1. 地質調査積算資料作成経緯

昭和45～46年度において、コンサルタントに委託した35ダムの実績歩掛調査を行ない作成したものである。

2. 積算資料の今後の進め方

昭和47年度コンサルタントに委託した、ダム調査の実績歩掛調査を引き続き行ない、解析結果にもとずき改訂していく予定である。

3. 本積算資料の問題点

- 1) 本積算資料作成にあたっての歩掛調査依頼は、コンサルタント協会に入会者のみを対象とした。
- 2) high ダム(100 m以上)資料が含まれていない。
- 3) 直轄ダム数は少くないうえ、発注条件等が複雑化していたので今回は対象外とした。
- 4) 打合せ協議が特記仕様書と実績が大巾に異なっているが、契約方法等再検討の必要あり。

参考資料 2

現地業務の工期決定について

1. 貯水池地表地質概査およびダムサイト地表地質概査について

技師○員数+休祭日+降雨制限日数+ α =工期

2. ダムサイト地表地質精査

技師◎員数+休祭日+降雨制限日数+ α =工期

3. 試掘横坑観察ー1日の作業量より決定する。

① 三面スケッチ

A区分の場合

B "

C "

② 展開図作成

A区分の場合

B "

C "

4. ボーリングコアー調査

① コアー観察

A区分の場合

B "

C "

② 柱状図作成

A 区分の場合

B //

C //

参考資料 3

ダムの地質調査積等資料

1. ダムの地質調査

1-1 範囲および条件

ダムの地質調査とは、ダムサイトおよび貯水池内の地表地質概査、ダムサイトの地表地質精査、試掘横坑観察、ボーリングコア調査、これらの結果を総合的に解析して地質図および地質検討書を作成し、ダム築造に関する問題点を明らかにする地質総合解析をいう。

地表地質概査および地表地質精査の歩掛は季節等によって変化するが、本歩掛は踏査に容易な時期（初春、晩秋）を対象とした標準歩掛を示すものである。

1-2 業務項目および工期

業 務 項 目			工 期
地表地質概査（1／5.000）	貯 水 池		作業量等に応じ算出するものとする。
	ダ ム サ イ ト		
ダ ム サ イ ト 地 表 地 質 精 査 （1／500）			
試 掘 横 坑 観 察			
ボ ー リ ン グ コ ア ー 調 査			
地質総合検討	地 質 概 査 （1／5.000）	貯 水 池	30日
		ダ ム サ イ ト	30日
	ダ ム サ イ ト 地 質 精 査 （1／500）		45日

1-3 指示事項および貸与資料

区 分		項 目	ダムサイト ダムタイプ ダム規模	航 空 写 真	位 置 図 1/50,000 1/10,000	ダムサイト 貯 水 池 地 形 図 (1/5,000)	ダムサイト 地 形 図 (1/500)	既 存 調 査 資 料
地表地質概査	貯 水 池		○	○	○	○		○
	ダ ム サ イ ト		○	○	○	○		○
ダ ム サ イ ト 地 表 地 質 精 査			○	○	○	○	○	○
試 掘 横 坑 観 察					○		○	○
ボ ー リ ン グ コ ア ー 調 査					○		○	○
地 質 総 合 検 討	地 質 概 査	貯 水 池	○	○	○	○		○
		ダ ム サ イ ト	○	○	○	○		○
	ダ ム サ イ ト 地 質 精 査		○	○	○	○	○	○

1-4 除外事項

- (1) 築堤材料の調査および試験（コンクリートダムの骨材，フィルダムのロック材料，フィルター材料，コア材料）
- (2) 試掘横坑，試錐，物理探査等の直接地盤調査工事
- (3) アーチダムの地表地質調査

1-5 標準歩掛

1-5-1 打合せ協議，計画準備

職 種 種別別	直 接 人 件 費					
	技 術 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員
打 合 せ ・ 協 議	特記仕様書に明記した歩掛を計上する。					
計 画 ・ 準 備						

（注）計画・準備は，調査数量，基盤岩類の多少にかかわらず同じとする。

1-5-2 地表地質概査

(1) 貯水池地表地質概査（1/5000）

現 地 業 務	職種 面積 Km ²	直 接 人 件 費						
		主任技術者	技 師 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員
	1							
	2							
	3							
	4							
	5							

(2) ダムサイト地表地質概査（1/5000）

現 地 業 務	面積 Km ²	職 種	直 接 人 件 費					
			主任技術者	技 師 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)
	0. 1							
	0. 2							
	0. 3							

1-5-3 ダムサイト地表地質精査（1/500）

ダムサイトを構成する基盤岩類により次のとおり区分する。

A：1種類

B：2種類

C：3種類以上

（注）構成岩類がダムの安定上大きな要素となる場合には，このような区分別けとする。

(1) A区分 標準歩掛

現 地 業 務	職種	直 接 人 件 費							労 務 費
	面積 Km ²	主 任 技 術 者	技 師 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員	普 通 作 業 員
	0.1								
	0.2								
	0.3								

(2) B区分 標準歩掛

現 地 業 務	職種	直 接 人 件 費							労 務 費
	面積 Km ²	主 任 技 術 者	技 師 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員	普 通 作 業 員
	0.1								
	0.2								
	0.3								

(3) C区分 標準歩掛

現 地 業 務	職種	直 接 人 件 費							労 務 費
	面積 Km ²	主 任 技 術 者	技 師 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員	普 通 作 業 員
	0.1								
	0.2								
	0.3								

1-5-4 試掘横坑観察

ダムサイトを構成する基盤岩類により次のとおり区分する。

A：1種類

B：2種類

C：3種類以上

(注) 構成岩類がダムの安定上大きな要素となる場合には、このような区分別けとする。

(1) 横坑三面スケッチ 100 m当り標準歩掛

区分	職種	直 接 人 件 費				
		主 任 技 師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員
A						
B						
C						

(2) 横坑展開図作成 100 m 当り標準歩掛

区分	職種	直接人件費				
		主任技師	技師 (A)	技師 (B)	技師 (C)	技術員
A						
B						
C						

1-5-5 ボーリングコア調査

ダムサイトを構成する基盤岩類により次の通り区分する。

A：1 種類

B：2 種類

C：3 種類以上

(注) 構成岩類がダムの安定上大きな要素となる場合は、このような区分別けとする。

(1) コア観察 100 m 当り標準歩掛

区分	職種	直接人件費				
		主任技師	技師 (A)	技師 (B)	技師 (C)	技術員
A						
B						
C						

(2) 柱状図作成 100 m 当り標準歩掛

区分	職種	直接人件費				
		主任技師	技師 (A)	技師 (B)	技師 (C)	技術員
A						
B						
C						

1-5-6 地質総合検討

(1) 貯水池地質概査 (1/5000) 標準歩掛

解析業務	職種	直接人件費						
	面積 Km ²	主任技術者	技師長	主任技師	技師 (A)	技師 (B)	技師 (C)	技術員
	1 ~ 2							
	2 ~ 3							
	3 ~ 5							

(2) ダムサイト地質概査(1/5,000)標準歩掛

職種 種別	直 接 人 件 費						
	主 任 技 術 者	技 師 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員
解 析 業 務							

(注) 調査数量の多少にかかわらず同じとする。

(3) ダムサイト地質精査(1/500)標準歩掛

職種 種別	直 接 人 件 費						
	主 任 技 術 者	技 師 長	主任技師	技 師 (A)	技 師 (B)	技 師 (C)	技 術 員
解 析 業 務							

(注) 調査数量、基盤岩類の多少にかかわらず同じとする。

1-6 業務内容

1-6-1 地表地質概査およびダムサイト地表地質精査

業務項目	区分	地表地質概査(1/5,000)		ダムサイト
		貯水池	ダムサイト	地表地質精査(1/500)
打合せ・協議		発注者との打合せ協議		
計画・準備		航空写真、地質文献、既存調査資料等の検討		
現地業務		1. ダムサイト、ダムタイプ、ダムの規模の確認 2. 露頭調査 3. 地じり等がある場合には聞き込み調査 4. ルート・マップの作成		

1-6-2 試掘横坑観察およびボーリングコア調査

業務項目	区分	試掘横坑観察	ボーリングコア調査
打合せ・協議		発注者との打合せ協議	
計画・準備		既存調査、資料等の検討	
現地業務		横坑スケッチ	ボーリングコア観察
		横坑展開図の作成	ボーリング柱状図の作成
解析業務		提出図書	
		横坑展開図	ボーリング柱状図

1-6-3 地質総合検討

区分 業務項目	地 質 総 合 検 討		
	地 質 概 査 (1/5,000)		
	貯 水 池	ダ ム サ イ ト	
打合せ・協議	発注者との打合せ協議		
計 画 ・ 準 備	航空写真, 地質文献, 既存調査資料等の検討		
現 地 業 務			
解 析 業 務	1. 露頭調査, 航空写真判読, 物理探査, 横坑, ボーリング, 地質文献等より地質構成, 地質構造等について総合的に検討し, 地質平面図, 地質断面図を作成する。 2. 地形, 地質上の問題点を明らかにし, 土木地質の考察を行う。 3. 調査結果に基づき, ダム築造のための調査計画をたてる。 4. 以上の結果をとりまとめ, 地質説明書, 地質検討書, 地質調査計画書を作成する。		
	提 出 図 書		
	1. 地質平面図 (1/5,000) 1枚 2. 地質断面図 (1/5,000) 1枚 3. 地質調査計画図 (1/2,000) 1枚 4. 地質報告書	1. 地質平面図 (1/5,000) 1枚 2. 地質断面図 (1/2,000 程度) 1枚 3. 地質調査計画図 (1/2,000 程度) 1枚 4. 地質報告書	1. 地質平面図 (1/500) 1枚 2. 地質断面図 (1/500) 縦断面図 2枚 横断面図 3枚 3. 地質調査計画図 (1/500) 1枚 4. 地質報告書

〔 質 疑 応 答 〕

(堀) この歩掛りを見てもらうとよくわかるのですが, 地質総合検討を見て例えば地質総合検討の地質概査貯水池の項が対応する歩掛りからいうと非常に少ない。この辺が一寸片手間で書いている位の感覚で施工実体はあっていない。しかしその間に現実には打合せ回数は何回か, この他に積算しますからそういう時は長くなる。印刷, 製本は製本の期間もあることだろうということで工期も長くなる。現実にはこれではじくと県がやっている予備調段階の工事費が毎年はね上っている県の方からは高い, 直轄の方からは安いという声が出ているが。

(四国・九州) 直轄でもかなり高くなっていますね。

(堀) 上っていますか。やっぱりその辺は私共これをやる時ダム積算委員会というものを作りましたから, 非常に良い組織でやっていますのでどんどんそれを他ごとでなく我ことということで利用して下さい。

() 来年が改訂期限になっているが, 既に参考資料に流れていますのでみんなこれで統一し

てやられておりますか。

(堀) 恐らくこれで動いている。

() そうすると実績がつかみにくい、表向きのデータはこれに合ったようなデータしかない。

(堀) いや、それは、これは会計検査院の方で一応行っている。直すのならやぶさかでないという事で、検査院も実績で歩掛りを直すのならいい、高くなっても安くなってもいいということで積算委員会は信頼を受けている。

(四国) 今の歩掛りの中で現地の旅費宿泊費、いわゆる滞在費がこれでは足りない。四国の場合もこれでやると一寸高い。

() この技術経費はどれ位に考えたらいいか。

(堀) 技術経費についてはこれは普通の業務委託の中身です。とにかく表書きは建設省の基準です。

() 実は次回の改訂が5月になっているが現実には4月に発注する場合と5月に発注する場合とで同年度で違うのが出ることが想定されるが出れば4月に出来ないか。

(堀) 解りました。それと一番困るのは私も作って考えるのは、例えば技師長、主任技師がどうかということです。建設省には技師長の基準がある。主任技師のランクからすると殆んど実力者がその基準に入らない。だから、本当は硬いものと軟かいもので異説があると思うが、何かこの人なら主任技師にしてもいいという位の、例えばダムが見れる地質の専門家はそう数はない。だから若いけれどこの人なら実力は有るからという名簿が出来てしまうと非常に現場に行った時に良心の呵責なしに主任技師にすることが出来る。それで主任技術者というのは誰が見ても文句を云われないような人がいるわけです。そういう何か経歴プラス実力と世間の評価を入れたリストを作ってもらって非常に楽だ。これは名簿の話だが、実はこの辺から打合せ回数に出る。「お前は実力がないのに主任技師にしているから変なデータが出て来る。だから何回も呼ぶがサービスにしておけ」とか。だからこっちはまあまあだと思って、向うは損したと思っているケースもある。余談ですが。

(柴田) これでやると高くなるという意見があるが、大体地質屋さんの評価を低くし過ぎているのではないか。結局お金を払っていないから、隣の沢へ入っていればいいものをその沢へ入らないで帰る。それから近頃山が非常に悪くなってきたということ。これは開発課の人も話していたが山が悪ければ悪い程度を運ばなくてはいけない。何回も打合せをしなくてはいけないという問題に対しての認識が悪い。山が悪い時は皆さんがたからもっとこれでは駄目だということは云ってもらわなければ。

() 山の悪さとダムの高さが入ってくる。特に貯水池の調査は概査あたりで流しているが、ここではさらに地すべりの問題が入ってくる。

(堀) ダムサイトは地形が非常に急で、地形によって割増してやる。傾斜角度何度以上というふうに。そうすると非常に急なので縄でおいて下さいというのだが、急だからおりられませんかということが多い。しかし、むしろそのようなところを見たいわけである。また調査しても

は恐らくないと思う。どうせ二種類や三種類以上のほうに入っていくと思う。さっき柴田さんが言ったように特に難しいものとして入れるべきではないかと思う。逆に横坑の場合には種類によって歩掛りが違ってくると今まで無視していた様な岩脈が花崗岩の中に石英斑岩といってしゃにむに何本か入れてこれが二種類になる。砂岩の中に粘板岩とか石灰岩を入れてこれは二種類になる。そういうことが起こるでしょう。ですがそれだけわしくみろということになる。

() 一般的な分類が必要ですね。

(岡本) 岩種をくくってしまうやり方がある。花崗岩と花崗斑岩は同じグループにして二種類と認めない。横坑の観察にはただそれは書けよということ。要するに罫がいたると思う。高いダム、難しい地質というのはこれは誰がどのような判断をするかというのは非常に難しいが、歩掛りの中には考えておいていただければと思う。

() 貯水池や地表地質概査で面積 1 Km^2 というのは出来上り 1 Km^2 ということの歩掛りですか。

(堀) 出来上りです。

() すると例えば 100 Km^2 つくるにはよけい歩かなくてはならないという気がするのですが。

(堀) いや歩いたところはみんな書いてくれということで。概査ですから、範囲を決めて。

() するとうちの方で面積をある程度決めて。

(堀) その通り歩いて。

() その範囲だけ歩けばいいという解釈になるのですか。

(堀) 一応そういう考え方です。その辺運用で非常に問題がある。すぐ隣にえらいことがあって、後で問題になることがある。

() 道路の方をやっておりダムのことをやったことがないので良くわからないが、道路はむしろ 500 m なら 500 m の巾で、そのためには他の範囲までやることを期待しているが、そういう点ではちょっと無理がある。

(堀) ダムの場合は縦の他に横が大きいから可成歩いているわけです。

() そういう点では道路ではちょっと無理ですね。

(堀) 貯水池あたりの調査になると道路の難易の分け方とダムの難易の分け方で貯水池概査の辺と同じ時点で行くと思う。ダムサイトそのものになると道路とダムの分け方が大部違って来る。その辺が同じ基準で少くとも概査段階では同じ基準で入って来るのがいい。例えば日本の本州の地質があれば「この地域はむずかしい分に入れようではないか」という考え方ですね。やってみれば非常に簡単です。四国南部、九州、宮崎あたりの中心からの南部は紀伊半島あたりはむずかしい部分に入れてしまえばという考え方、現場は考えなくてもそういう分け方もある。先程の開発課の分類の考え方でABCの岩種をくくる作業と、今の難易という問題があるがその難易は、先程の地形の問題もあるが、これは測量的な考えと同じだろうと思う。地形の割増し係数をつけるべきだと思う。地質の難易という問題は非常にむづかしい。やはり大事な精査になってからむずかしいなりの問題点の抽出というか、サジェッションというような形になれば、逆にうまく出来るのではないかという気がする。むずかしいから徹底的にやれとい

う結論を出すところまで要求する調査は別個で特別扱いし、先程の⑨のような形になる。ABCランクの中だけの形でしたらむずかしいところはむずかしい問題があると思う。そういう報告書の成果として受けている。その次の段階に行くという形になるのではない。

(今西) 他に何かございますでしょうか。始め開発課の方で中心になって我々の地建を含めて積算関係者が集まって苦心の作だと思います。勿論第一回目ですの不備な点はこれからどんどん改訂されていくことになると思います。今までの話でも安い高いという問題も一つあるかと思っています。しかし安い高いというのも又別な側面から見れば、大部違って来るのではないか。私もよくコンサルタントの方に接触するが向うのことを聞いて見ると建設省は府県に比べると積算は非常にいいが、建設省の方は現場の方が熱心なのでそれに引きずり込まれて我々は思った以上の仕事をしてみて苦しくなることがある。積算が安いというよりは、もっともっとお互に勉強させられて苦しくなっているという感じを云っておられる。県につきましては違いがあり適正な単価を組まれているところもあるし、低いところもある。その他に非常にほぼり投げて、簡単に済んでしまって、まあまあやれたということもある。そのようなことでむずかしい、やさしいそれからこちらの熱意が直轄とか何かで考えていかなければならない。それが特記仕様書にいろいろおり込まれていくことになる。実際の成果というのも何回も調査の段階で打ち合せしたりすることによって向うもいい仕事が出来るとはならないかと思う。そういう点なるべく組めるようにまた標準として組めないなら特記仕様書に組むようにしていったらと思う。それからもう一つ我々のサイトの考え方として単なる積算だけでなくやはり発注する態度が問題ではないかと思う。非常にダムサイトがわからなくなったり、デッドロックにのり上げている例を調べてみるとやたらにいろいろな業者の方がほんの少しづつ仕事をして誰が責任をもってやっているのかわからない。一つの業者を呼んでみると「私はここんとこだけほんのちょっとやっただけで後は何もわからない」ということでどの業者を呼んでもそのようなことで責任をもってやったところはない。このようなことで地質調査はまたデッドロックにのり上げてしまう。発注する側でもそのようなことを考えて、一回ごとに変わることを避けたい。それから優秀なコンサルタントを選ぶということも我々よく考えていかなければならない。それからもう一つの県でもよくあるが発注件数を少なくするというので地質調査に組合せて試掘方向を掘るというような縦坑を掘るというものが組合わさったのが多い。これは私共もそうだがやはり地質コンサルタントは横坑を掘ったりするのは極めて不慣れで、これは完全に地元の土建業者をお願いしているのが実情である。そうするとコンサルタントも経費がいるので、実は掘った経験もないので、どの位金がかかるかわからないので向うのいいなりになってしまい、それで辛い目を見ていることが多い。先程もいろいろな調査でむずかしい点では、仮設はその前にやってしまうという配慮もあったが、試掘坑を掘ったり、いわゆる土木工事に類することを除外してやったら大部楽になるのではないかという話があった。そういう面でこの積算以外にもう少し別な面で把握して、もっといい仕事をやれるような体制を開発課が中心になり各地建で担当者の方々にお集りいただいてこれからも検討していただきたいと思う。

4. ダム基礎岩盤グラウジング計画について

土木研究所地質研究室

室 長 岡 本 隆 一

土木学会岩盤力学委員会第1分科会は昭和43年以来、ダムの基礎岩盤処理工としてのグラウチング技術について調査設計施工上の事項を調査検討してきたが、その結果がまとめられ47年6月「ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針」として出版された。ここではそのうち、1グラウチングの目的、2グラウチング計画のための調査、について説明する。

1. グ라우チングの目的

1.1 グ라우チングの目的

ダムの基礎グラウチングは、基礎岩盤の力学的性質の改良および基礎岩盤内の浸透流を抑制することを目的として行なわれる。

〔解説〕 ダムの基礎岩盤に多数の孔をせん孔し、その孔を通じて岩盤にグラウトを圧入し、岩盤を改良する工法をグラウチングと呼ぶ。ダムにおいて最も普通に用いられるグラウトはセメントグラウトであるが最近では遮水の目的でケミカルグラウトも使用されるようになった。

コンソリデーショングラウチングはダム基礎の改良法として最も広く行なわれている工法で、基礎岩盤の強度や変形性を改善し、基礎としての均質性を高め、弾性的な性質を改良するために行なわれるものであるが、遮水の目的に対しても有効である。コンソリデーショングラウチングの対象となる個所は、主にダムに接する着岩部の岩盤で、力学的にも、また遮水の面でも重要な部分である。断層や節理面に介在する粘土は水洗いなどの方法でできるだけ除去することが必要である。なお、セメントグラウトで置き換えて、断層や節理面沿いのせん断強さの改良をはかることも考えられているが、現状ではまだ施工の確実性に問題がある。

カーテングラウチングは貯水池の水が基礎岩盤を通して漏洩するのを抑制するために行なわれる。期待される効果としては、基礎岩盤の中を流れる水が過度の流速を生じ、侵食作用を発生したり、岩盤の劣化をまねくことを抑制すること、ダム本体およびアバットメントに対する揚圧力を軽減すること、貯水の漏洩による損失を低減することなどが考えられる。ブランケットグラウチングは、ロックフィルダムの遮水ゾーン基礎表層部の浸透流を抑制する目的で行なわれる。

グラウチング計画の一つの特徴は、他の工種の計画に比較してきわめて流動的なことである。これは、対象とする岩盤条件が多様であること、地下の状況を簡単に数値化できないことなどに由来するものであるが、効果的なグラウチングを行なうためには2.1,2.2,2.3に述べるような調査を行なうと同時に、施工段階に入ってから、資料を累積し、分析して当初計画の妥当性を確かめ、必要があれば計画の修正を行なうことが必要である。このような立場から、大規模なグラウチングを行なう現場ではコンピューターを導入して注入結果の分析、施工方法の修正などにあたっている例

もあり、重要なダム基礎岩盤のグラウチングの計画、施工および管理には高度の技術者と熟練した技能者を専従させる必要がある。

2. グ라우チング計画のための調査

2.1 地 質 調 査

ダムサイトおよびその周辺の地質構造に基づき、ボーリングなどの手段によって必要な個所にグラウチング計画の資料を得るための地質調査を行なう。

〔解 説〕

(1) 地 質 構 造

通常、地質構造という場合には、地層の種類、地層の重なり方および断層などの分布を指す場合が多いが、ダムサイトの地質構造という場合には、上記の諸点のほかに、岩盤の硬さ、岩盤中に発達する割れ目の状況、風化の程度なども含まれる。

グラウチングの計画をたてる時点までには、ダムサイトおよび周辺地山の地質構造については十分に把握しておくことが必要である。

(2) ダムサイトの地質調査

地質調査全般に関することは“ダムの地質調査施工指針”(土木学会発行予定)に詳述されるのでここでは概要を述べる。

- ① 地表踏査 地表踏査は調査の初期に地質上の問題点の所在をつかみ、その後の調査(弾性波探査、ボーリング、横坑など)を適切に進めるために必ず行なわれなければならない。踏査により作製された地質図は調査資料がふえる都度修正し、計画に使用し得るまでに精度を高める。普通、ダムサイトについては縮尺1/500の地形図が用いられる。
- ② 弾性波探査 弾性波探査は測線沿いに弾性波の伝ば速度別の縦断面図が得られ健岩線、堆積層の深さや規模の大きい破碎帯などの存在を推定できるので、ダムサイトの地質の概況をつかめる点ですぐれている。この方法と直接岩石資料を採取し得るボーリング、横坑を計画的に併用することが多い。
- ③ ボーリング ボーリングは最も普通に採用される方法であり、グラウチング計画の面からみても重要な情報が得られるものであるから、慎重な計画の下に行なわれなければならない。調査ボーリングの場合には2.2で後述されるルジオンテストを併用することが望ましい。
- ④ 調査横坑 ボーリングコアに比して断面が大きく、連続的に坑壁を観察できるので、多くのデータを得ることができる。通常、縮尺1/100の展開図に地質状況を詳細に記録し、岩盤の評価も行なう。
- ⑤ とりまとめ ①～④の方法で得られたデータを必要に応じて地質図、水平地質断面図、鉛直地質断面図などにとりまとめる。

(3) グラウチング計画の特殊性

グラウチングは複雑な岩盤の割れ目や空げきを対象として行なわれる作業であるだけに綿密な調査、計画により施工された場合でも、予想しなかった個所で異常に大きな注入量があったり、また貯水を開始してみると予想外の個所から予想外の量の漏水が発生したりする例も少なくない。このような事態に直面すると、計画を修正し、追加のグラウチングを行なうべきか否かの判断をせまられるが、この際の判断資料としては、グラウトの注入実績、ルジオン値分布図（ルジオンマップ）地質資料などが有効となる。地質資料は単に計画をたてる際に必要なだけでなく、施工段階に入ってから、グラウチング実績の分析を行ない、当初計画の妥当性を確かめる際にも必要である。地質資料とグラウチング実績の両者の対比から、当初計画の修正が必要と認められた場合には早急に計画を修正しなければならない。このように、かなり流動的な要素をもつ点がグラウチング計画の特異点の一つである。

(4) グラウチング計画のための地質調査

(1) 調査の目標 グラウチング計画をたてる場合に当面する問題点をあげれば次の諸点である。

- a) グラウチングの範囲
- b) グラウト孔の間隔および配列
- c) 注入圧力、注入材料と配合の選択
- d) 施工の順序、工期

これらの諸点に対し適切な判断を下しうる地質構造および岩盤の透水性についての資料を集めることが地質調査の目標となる。

(2) 調査の重点項目

- a) 地層の中に発達する割れ目の規模、頻度、夾雑物の状態、割れ目の方向性と連続性：たとえば、火山岩には冷却の過程に生じた、また、他の岩体には引張りおよびせん断作用によって生じた割れ目群（節理）があるが、それらを詳細に観察すると、ある場合には開口し、夾雑物もなく、大きな透水性を示す場合と、同じ岩石でも、地表面下20～30mの深部でありながら割れ目が粘土で填充され、透水性も小さい場合がある。このように割れ目の状態は変化に富んでいることが多く、当然グラウチングの方法もそれに応じて変化させるべきである。

岩盤の風化には岩石の中の鉱物の化学的変化（化学的風化）と鉱物相互間や割れ目のゆるみ（機械的風化）とがある。グラウチングの立場からみると、後者、すなわち機械的風化、特に割れ目の規模、頻度、ゆるみならびに夾雑物の状態などが重要な調査項目となる。一般には侵食による上載荷重の低下や温度変化を受けやすい地表付近に割れ目のゆるんだゾーンがあるのが普通であるが、20～40mの深さにもゆるみが及んで透水性が大きくなっている例もあるので十分に深い部分についても調査しておく必要がある。

また、グラウト孔が岩の中の割れ目に平行なときは、グラウトの注入量が少ないことは明らかであり、注入効率を上げるためにできるだけ数多く割れ目を横切るようにボーリングされることが望ましい。ダムの地質調査では割れ目の方向別の頻度を示すものとしてシ

ミットネットなどが用いられるが、グラウチングでは上記の理由からこれを利用してボーリングの方向を決めることが望ましい。

特に大きな空けきのある割れ目が連続している場合は、不必要な範囲にまでグラウトが流失しないよう入念に調査してグラウチングの計画をたてる必要がある。

- b) 異なる地層の境界面の形態：この点については、ダム計画時の地質調査で把握されていなければならないが、一般に異なる地層の境界面付近には風化帯、せん断層、または透水性の大きいゾーンが存在する例が多いので、これらについても入念に調査し、グラウチングの計画をたてる必要がある。

- c) 透水性：透水性はルジオン値、または透水係数で示す。岩盤のルジオンテストおよびその結果の示し方は、2.2 ルジオンテストの項を参照されたい。

- d) グ라우チングによる改良の見とおし：近年わが国では、地質の良好でない地点にもダムの建設が要求されるようになり、グラウチングによって所要の止水度、あるいは変形度が得られるか、さらに安全かつ経済的なグラウチングの計画、施工はどのようなものかという問題がクローズアップされることが多くなってきた。これに対して、最近の傾向としては2.3で述べているグラウチングテストを行なって、グラウチングによる改良の見とおしを得たうえで、工法の選択を行なうことが多くなっている。

最近の傾向として固結度の低い第三紀層の軟岩を基礎とするダムが増加し、このような軟岩基礎の透水性や力学的性質をセメントグラウトで改良し得るものか否かが問題となっている。この問題の根底には軟岩に対しては高い注入圧力がかけられないことがあり、限界圧力（3・3・5参照）が3～4 Kg/cm²程度という報告もあり今後の研究がまたれる。

③ ボーリング調査の方法

- a) ボーリング：グラウチング計画のための地質調査は、ボーリングによって行なわれることが多いが、この場合にはコアの採取率を高めるために孔径は少なくとも66mm（ルジオンテストが主目的のときは46mm）以上とし、オールコアリングのボーリングを行なうことが望ましい。一般にグラウチングの対象となる岩盤の劣化部（破碎帯、地表のゆるんでいる部分など）はコアの採取が困難な場合が多い。そのような場合には対象岩盤

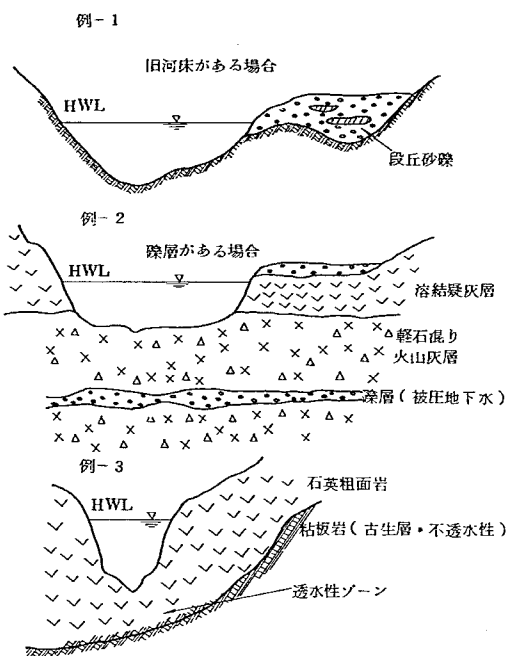


図2.1 注意を要する地質断面の例

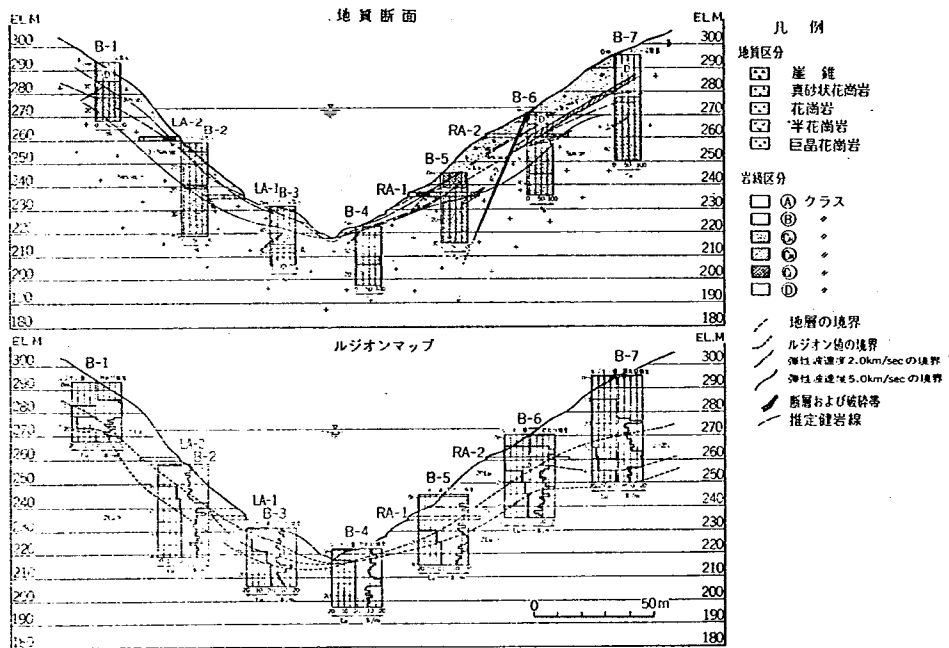


図 2.1.2 ボーリングによる地質調査の例 (伊岐佐ダム)

に適したビットを慎重に選定し、ダブルコアバレルの使用、送水量の調節など種々の方法によって極力コアを採る努力を払わなければならない。

各サイトの地質条件によっても異なるが、ダム軸がほぼ決定された段階あるいは施工段階の初期に図 2.1.2 に示すように、数本のボーリングによって、河床部のみならず左右岸において、少なくともダムの最大水深の半分程度の深さまでの地質状況について確認しておくことが望ましい。特に、地質上問題がある場合にはこの範囲をダムの最大水深に等しい深さ以上に行なうこともある。また、予定深度付近で地質が良好でない場合は、ボーリングを予定位置で打切らず、さらに延長する必要がある。

ボーリングに際しては 2.2 で詳述されているルジオンテストを併用し、総合的な地下のデータを集める。

b) 調査事項と整理の方法：ボーリング調査にあたって特に注目すべき事項は次のとおりである。

(地 質 状 況)

岩石の種類、硬さ、着岩深度、風化帯、深さ破碎帯の有無などを細かく記録する。

(コア採取率)

コアは内のり 1 m のコア箱に順序よく集納する。採取率は掘進 1 m 当りのコア一長

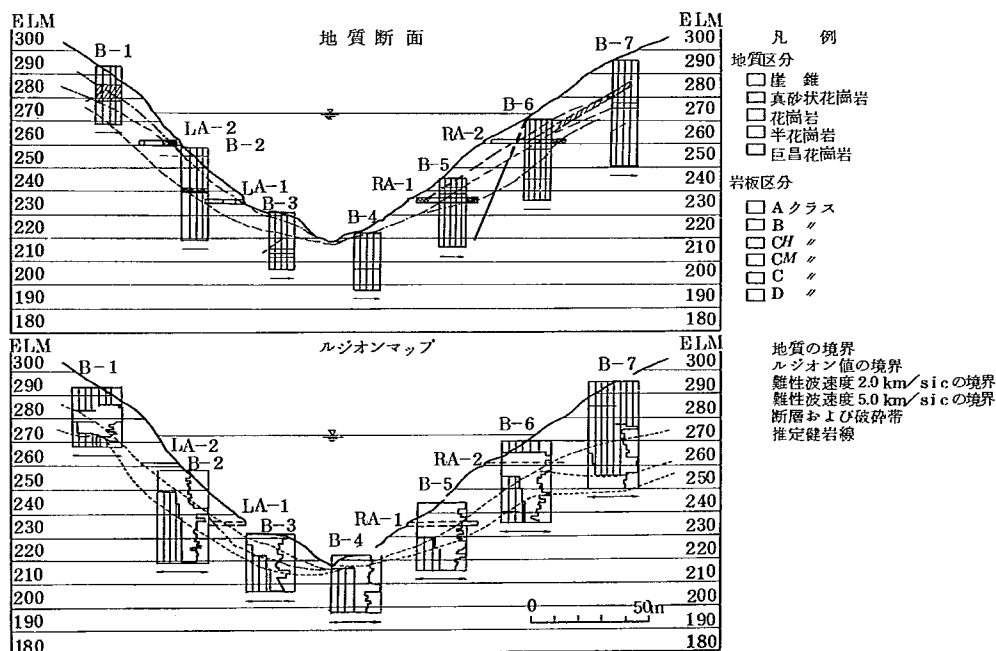


図 2.1.2 ボーリングによる地質調査の例 (伊岐佐ダム)

の百分率(%)で表示する。

(割れ目の程度)

採取率がほぼ 100 % の場合には 1 m 当りのコアの個数を数える。この場合は岩盤中の潜在的な割れ目はボーリングにより分離して個数がふえると仮定したものである。採取率が低い場合には平均的なコア長を記録する。

(岩 級 区 分)

岩盤の良, 不良を工学的に評価する方法については種々提案されているが, ダム基礎の場合には岩石資料の硬さ, 割れ目の頻度, 割れ目の状態の 3 つの要素に注目しているものが多い。

上記の 3 つの要素を 3 ~ 5 の段階に区分し, それらの組合せから岩盤の工学的評価を行って図示するものである。

(透 水 性)

透水性については 2.2 の方法でテストした結果をステージごとに記録する。上記の各項目を整理し取りまとめたものが図 2.1.2 であり, これからルジオンマップ (図 2.2.3) が作製される。

2.2 ルジオンテスト

グラウチングの計画, 施工に必要な資料を得るため, グラウトカーテンの予定区域で, ルジオンテストを行なう。

〔 解 説 〕 グ라우チングの計画, 施工を行なうにあたって, ダム基礎岩盤の透水性を知ることが不可欠である。

本指針ではダム基礎岩盤の透水性を求める方法として比較的簡便にテストができること, 実用的に岩盤の透水度の大小を知ることができること, 直接ボーリング孔に水を圧入するのでグラウチングの資料を得やすいこと, ならびに, 測定値から簡単に透水度を求め得ることなどからルジオンテストを採用することとした。

(1) ルジオンテストの目的

ルジオンテストはダム基礎岩盤の透水性, 特に透水度の大きいゾーンの分布を調査し, 貯水池からの浸透流の流量および流速を推定するとともに, グ라우チングの計画を行なうための資料を得るために行なわれるが, 地質調査ボーリングの段階において十分なルジオンテストが行なわれていない場合には, グ라우チングの計画時または工事の初期に実施する。

このほか, ルジオンテストにはグラウチングの施工の途中で実施し, グ라우チング計画および注入方法の妥当性を確任し, あるいは修正するために行なうものとグラウチングの施工終了後その効果を判定するために実施するものがあるが, これについては 4.8 および 5.8 で述べる。

(2) ルジオンテストを行なう位置および範囲

計画の初期に行なうルジオンテストは, グラウトカーテンの予定区域で河床部および左右岸にお

いて少なくともダム最大の水深の半分程度の深さまで行なうことが必要であり、特に、地質上問題がある場合にはダムの最大水深にほぼ等しい深さまで行なうこともある（図2.2.1）。これは河床部では水圧が高く、また上部では岩盤がゆるんで風化していることが多いからである。なお、計画深度付近でルジオン値が大きい場合はさらに延長する必要がある。

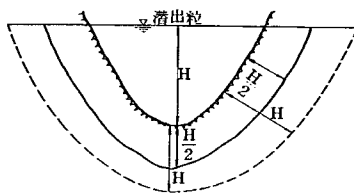


図2.2.1 ルジオンテストの範囲

(3) ルジオンテストの方法

ルジオンテストはボーリング孔に高圧の水を注入し、その透水性より岩盤の透水性を評価するテストで、現場で比較的簡便に実施でき、透水層の状態がおおむね判断できるので一般に採用される。

ルジオンテストはシングルパッカー方式とダブルパッカー方式とに大別される。装置の概要とそれぞれの圧入方式の相違は図2.2.2に示すとおりである。前者はボーリング孔の孔底とパッカーの間より注入し、後者では上下のパッカー区間A部より注入する。いずれも圧入部の長さは5mを採用することが多く、 10Kg/cm^2 の圧力をかけ注水量が安定した後にルジオン値を求める。すなわち、ボーリング孔1mにつき 10Kg/cm^2 の圧力で 1 l/min の水が岩盤中に圧入されたときの透水性を1ルジオンとする。

シングルパッカー方式は試験ごとにボーリングを行なうので工程は複雑となるが、パッカーの数が少ないので、漏水による誤差は少ない。ダブルパッカー方式はボーリング孔の全長を先に掘るので工程は容易であるが、確実性に問題があり、漏水が大きくなることがあるので調査を主目的とするときはあまり用いられない。

ルジオンテストを行なう場合には、

- (1) パッカーからの漏水がないようにパッカーのセットを入念に行なう。なお注水量が多過ぎる場合はその原因として、パッカー不良または位置が不適当であることが多いので、パッカーの交換、再セットまたは位置の変更を行なう。
- (2) 注水量がポンプ吐出量を越え、圧力が上昇しない時は大容量のポンプに交換するか、ステージ長を短くする。
- (3) 注水量が安定するまで十分時間をかけてからテストを行なう。
- (4) 地下水面の有無およびその位置、湧水のある場合にはその量および圧力、ボーリング孔径、ゲージの位置等のテストが行なわれた条件を明示する。
- (5) 断層部ではパッカーのセットが困難であり、またセメンテーションを行なった部分ではル

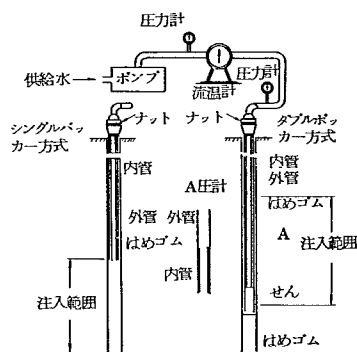


図2.2.2 ルジオンテスト装置

ジオン値は正しい値を示さないで、それらの条件も明示する。

などの注意が必要である。

各ボーリング孔のステージ別のルジオン値が得られたならばこれをダムサイトの断面図に記入し、ルジオン値分布図（ルジオンマップ）を作製することが望ましい。これはその後のグラウチングの計画および施工にあたって有効な資料となる。図2.2.3には奈川渡ダムにおける基礎岩盤のルジオンマップの実例が示されている。

(4) ルジオンテストの問題点

ルジオンテストには、

- (1) 孔径、ゲージの位置、ステージ長などに統一的な規格がないこと、
- (2) 地下水位のような境界条件が明確でないこと。
- (3) 注入圧力を 10 kg/cm^2 とする根拠が特にないこと、

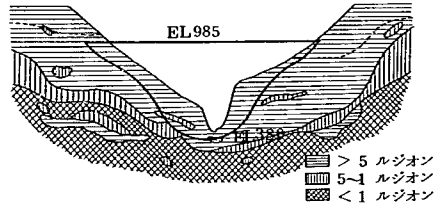


図2.2.3 奈川渡ダムの基礎岩盤のルジオンマップ

など理論的には不備な点があるが、比較的簡便に

テストができること、実用的に岩盤の透水度の大小を知ることができることおよび直接ボーリング孔に水を圧入するのでグラウチングの資料を得やすいことなどから広く用いられている。

なお、実測されたルジオン値をDarcyの式で定義される透水係数の値と直結させるのは不規則な割れ目や空げきの存在する岩盤においては問題点が残されているが一つの目安として次式が利用される。

$$K = \frac{Q}{\Delta h} \cdot \ln\left(\frac{2l}{\phi}\right) \quad (1)$$

ここに、 Q : 注 入 量 (cm^3/sec)

h : 水 頭 (cm)

l : 試験区間の長さ (cm)

ϕ : ボーリング孔の直径 (cm)

これによれば径 $40 \sim 80 \text{ mm}$ のボーリング孔の場合1ルジオンはほぼ 10^{-5} cm/sec に相当する。

(5) 注 入 圧 力

ルジオンテストを行なう場合、良好な岩盤で注入圧力が $10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では図2.2.4のa線のように注入圧力と注入量 Q とは比例することが認められている。しかし、さらに注入圧力を上げるとある圧力以上ではもはや P と Q とは比例せず Q が急速に増加してくる。一方かなり風化の進んだ岩盤では上述の注入圧力の範囲でも P と Q とは比例せず図2.2.4のb線に示すような傾向が最初から現われる。注入圧力として 10 kg/cm^2 を採用できない場合には注入圧力比例で換算してルジオン値を求めることが一般に行なわれる。換算ルジオン値は次式で求める。

$$Lu = \frac{10Q}{Pl} \quad (2)$$

ここに、 Lu ：ルジオン値

Q ：注 入 量 (ℓ/min)

P ：注 入 圧 力 (kg/cm^2)

l ：試験区間の長さ(m) (m)

一般に風化の進んだ岩盤では大きな注入圧力を採用すると基礎岩盤に有害な変位を生じさせる危険があるので、 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下の圧力で試験を行わなければならない。この場合、上述のよう

に P と Q とは比例しないので、換算ルジオン値は実際のルジオン値より小さくなるから注意を要する。一方、良好な岩盤の場合のカーテングラウチングなどでは注入圧力にほぼ等しい $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の圧力でテストを行なうことが多い。この場合には大きめのルジオン値を与えることになる。

また、注入圧力を段階的に変化させてテストを行なうことがあるが、これは単に岩盤の透水性を知るためだけでなく、グラウチングにより岩盤の透水性がどの程度改善されるかを大づかみに推定するうえにも大切なものと見られている。

なお、注入圧力は調査時においては、テストするステージ中点までの静水頭を考慮して修正するが、工事中は修正の手間を省くため孔口での圧力計の値をそのまま用いることが多い。しかし、湧水がある場合や上向き孔の場合、その他必要のある場合は修正を行なう。ルジオン値には、以上のように注入条件により検討されるべき点もあるので、重要なものについては、できるだけルジオンテストの条件を付記することが望ましい。

2.3 グラウチングテスト

グラウチングの計画、施工に必要な資料を得るため、必要に応じてダムサイトの現位置でグラウチングテストを行なう。

〔解 説〕 施工計画のためのテストはパイロットグラウチングあるいは、試験グラウチングと呼ばれるものである。地質に変化が多いわが国の場合には個々のダムサイトごとに岩盤条件が異なり、すでに完成したダムのグラウチングの実績を参考とすることはできても、そのまま他に適用できる例はほとんどない。したがって、ルジオンテストによっておおよその透水性を推定することはできるが、さらにダムサイトの一部で実際にグラウチングを行ない、(1)～(4)に述べるような各種の資料を得たうえで本工事に着手することが望ましい。一般には本工事と切離してその前にテストを行なうと、施工設備が十分でなく、かつ本工事の施工位置と異なる位置で行なう時は、多大の経費を要する注入がむだになるので、本工事の初期に5.7に述べるパイロット孔などを用いて実施することが多い。

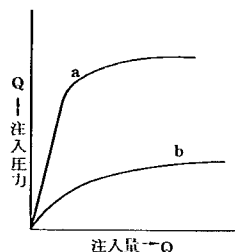


図2.2.4 注入圧力と注入量との関係

グラウチングテストによって次の調査を行なう。

(1) グラウチングによる改良の見通し

たとえば、カーテングラウチングによって、どの程度まで透水性を改良できるか。対象とするサイトでグラウト材料はセメントだけでよいか。それともケミカルグラウトを使用しなければならないか否か。

(2) グラウト孔の孔間隔、パターンの選定

グラウチングの工費に占めるせん孔費の割合は一般に大きいので、可能な限り孔間隔をひろげたほうが経済的である。しかし、地層の種類、状態によってグラウトの到達範囲は種々に変化するのでこれを実際に確認するため、孔間隔を大きいものから順次縮少し、その効果を判定して施工計画をつくる(図2.3.1)。

(3) 注入圧力の決定

岩盤のぶりが薄い部分では、 $2 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ 程度の小さな圧力でも局部的な破壊や浮き上がりを生ずることがあるので、安全な注入圧力を調査し、決定する。

(4) 施工基準の決定、積算資料の収集

大規模なダムではグラウト孔のせん孔延長が数万mに達し、それに応じてグラウチングの回数もばう大な数に達する。したがって、注入圧力の昇圧方法、配合の切替え時期、注入終了時期などの基準を定めておくことが必要である。またせん孔費、注入費などの積算の適否なども調査する。しかし、これらの資料に基づく値は、本工事の実績に応じて修正することが望ましい。

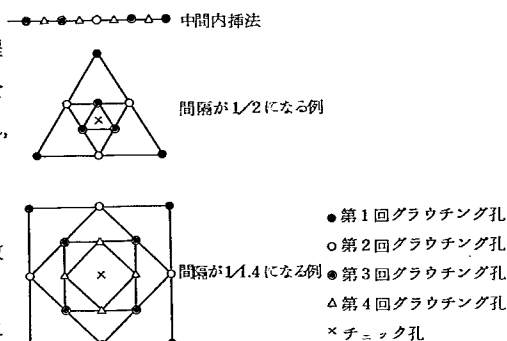


図2.3.1 グラウチングテストの孔配置例

釜房ダムの左岸の尾根では、石英安山岩の上に、割れ目の発達した比重の軽い角礫凝灰岩がのっている。それらの境界は破碎されており、一部が粘土化している。この尾根の止水工法を検討するため、グラウチングテストが行なわれた。

まず、外周のA孔のグラウチングを行ない、次に3m間隔のB孔、その中間のC孔の順にテストが行なわれた。ステージの長さは6mとし、注入圧力は貯水池静水圧の1.5倍を目安として、第1および第2ステージで 1.5 kg/cm^2 、第3ステージで 2 kg/cm^2 、以下第6ステージまで各ステージごとに 1 kg/cm^2 ずつ増圧して行なうようにした。

施工順序に応じた注入前のルジオンテストの例として注入圧力(P)と透水量(Q)の関係を、第5ステージの結果について示せば図2.3.3のとおりで、孔間隔が小さくなるにつれ、著しく改善されることが示されている。また、セメント注入量は、表2.3.1に示すとおりで、ルジオンテストと同様に、後で施工したものほど少なくなっている。

このテスト結果から、左岸尾根は、低圧のグラウチングによって止水できることが確認されたのでテスト時の施工法に準じて本工事が計画施工された。

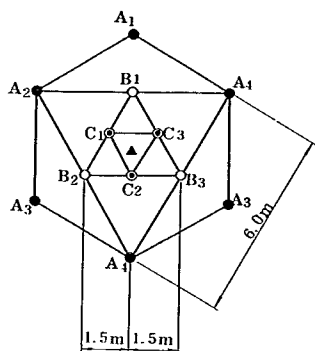


図 2.3.2 釜房ダムグラウチング
テストの孔配置

ステージ	1	2	3	4	5	6	平均
孔種							
A 孔	342.0	98	11.6	192.4	210.2	59.1	130.3
B 孔	38.0	10.4	9.6	32.1	248.3	0.1	56.5
C 孔	67.0	6.4	1.6	8.9	10.8	1.3	16.0
平均	197.4	9.1	8.6	106.5	169.9	29.9	84.5

(平均値は加重平均による)

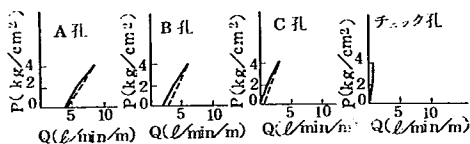


図 2.3.3 釜房ダムグラウチングテ
スト時の注入圧力と透水量の
関係

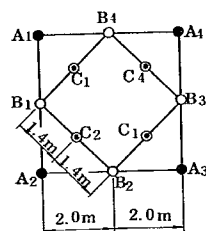


図 2.3.4 緑川ダムグラウ
チングテストの
孔配置

次に緑川ダムでグラウチングテストにより施工計画を決めた特殊な地質の場合の例をあげる。このサイトでは河床部には透水性が低い片麻岩質の石英閃緑岩が露出しているが、右岸側の台地部にはこれをおおって厚さ 30 m に達する透水性の大きい火山噴出物が分布している。この噴出物は上から順に柱状節理が発達し透水性の大きい溶結凝灰岩、軽石や岩片を含み多孔質な凝灰角礫岩、降灰以前の表層堆積物および局部的旧河床堆積物などとなり、特に上位の透水性の大きい溶結凝灰岩ならびに旧河床堆積物を通る漏水が問題にされた。その対策としてグラウチングによって透水性の改善を図ることが計画され、グラウチングテストが行なわれた。孔の配置は図 2.3.4 に示すとおりで A 孔、B 孔、C 孔の順にグラウチングした。

その結果として得られた透水性の変化は図 2.

3.5 に示すとおりで次のことがわかった。

- (1) 溶結凝灰岩は第 1 次グラウチングにより大幅に改良できる。第 2 次以降は顕著な改良は認められない。
- (2) 石英閃緑岩は 1 次、2 次、3 次とも顕著な改良度は認められない。

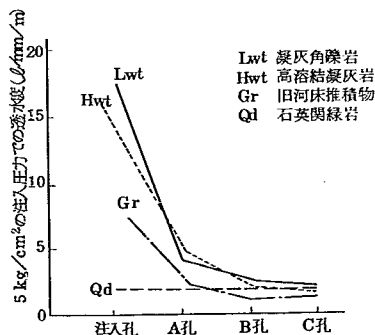


図 2.3.5 緑川ダム第 1 回グラウチング
テストによる透水性の変化

③ 旧河床堆積物は1次および2次グラウチングによって改良されている。

④ 全体として第3次グラウチングの効果は認められない。

さらに詳細な第2回目のグラウチングテストを実施した後、工事計画が決められ、本工事に入り良好な結果を得ている。

〔質疑応答〕

（今西） 土木学会の指針についてご説明があったが、最初に岡本さんがお話があったように、現在河川砂防基準の改訂も進んでおります。グラウチング計画は基準では分割して、調査か設計施工の方に入っているのですか。

（岡本） 設計施工の方に入ります。調査の場合には一応見ておかなければいけないと思う。

（今西） 建設省の基準としては調査編の方に入ることになるのですか。

（岡本） 全部は入りません。紹介した一部が入るだけです。

（今西） 学会で制定した施工指針についてご質問か、建設省の河川砂防基準が今度改訂になりますので、改訂作業についていろいろ問題点もあるのではないかと思いますので、それを含めてご質問がありましたらお願いしたいと思います。

（大木） 透水試験のところからグラウト試験に行く段階の考え方としてもう一つ別な見方をすると、岩盤自体の透水性を他のダムとの関連等を相対的に見る場合と、そのダムにおける貯水計画の見方と二つできるのではないかと思います。その岩盤として透水性に対してどうかということに対しては必要とする条件が同じでないと適確にならないのではないかと。

（岡本） これのでき上る細かい課程はよく知らないが、私個人の考えとして申しますとここにあるがっている釜房ダムにしても緑川ダムにしても、それぞれ自分のところのダムサイト、つまり大木さんのいわれた個々のダムのグラウチングの施工のためにいろいろお考えになったと思う。ところがそれが全体のグラウト計画の一つ一つパイオニアになっていくのではないのでしょうか。この手の地質でダムを造った場合のグラウト計画のための調査はこうだったのだ。グラウトをやった結果、水がどのように止められた。あるいはその調査でよかったかどうかということが全体につながっていくのではないかと、何十となくダムができていくわけだが同じようなやり方で全部グラウトテストをやっているとは思えない。良くおやりになったところがパイオニアになっているのではないかと思います。ただ注入圧が $10\text{kg}/\text{cm}^2$ という一応約束になっているが $10\text{kg}/\text{cm}^2$ より大きかったら壊れる地質もあるし、それは $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下の圧力でどうだったか、壊れた後で判断できるのではないかと。

（大木） 岩盤の指針計画をする場合に、定水圧うんぬんというのはどうか。無意味だという人もいるし、またやらなければならないという人もいるが。

（柴田） 今の大木さんの質問の件ですが、おっしゃるようにケースバイケースで考えていかなくてはいけないと思うが、ただそれをやっていると基準化とか、他の比較など横につながらないようなやり方となる。指針の中に不統一があることは事実である。現時点ではまだ過渡期ではっきりした目安はないが、今軟岩と称されているもの、要するに余りよくない岩のグラウト全

体を見直して原稿を作っている最中だが、例えば60mのダムであるから 6 kg/cm^2 でルジョ
ンテストをするというのは少し無理があるんじゃないでしょうか、というのは内側からカーブ
が折れ曲る、よくわからないがこういう風に折れ曲るかも知れない、折れ曲り線がある訳です。
こういう現象が実際やわらかくなると顕著に出てきます。悪い岩石だと非常にはっきりでき
ます。これが固くなるに従って段々このカーブの出方が不鮮明になってきます。こういう風な
うちあたりが上側に出てきていると思う。大半恐らく90何パーセントまでは岩盤がもちあが
っているということがわかっている。そういう現象が出ている。

5. 豪雨による災害の特徴について

土木研究所赤羽支所

地すべり研究室長 渡 正 亮

砂防研究室長 吉 岡 良 郎

急傾斜地崩壊

研究室主任研究員 安 江 朝 光

1. 緒 言

昭和47年7月豪雨による被災地域は、東北地方から九州地方にかけて32府県にまたがり、死者行方不明433名、建物全半壊6855戸に達する大きな災害となった。この原因となったものは6月末から7月中旬にかけて発達した梅雨前線による集中豪雨で、その特長は非常に狭い雨域に大きな強雨をもたらす形式を持ち、雨量強度も高知県土佐山田町繁藤附近の天坪（古名雨壺）では最大時間雨量95.5mm、熊本県天草の竜ヶ丘では130mm、同松島で110mm、神奈川足柄上郡山北町中川で100mmを記録している。又雨域も北三河東濃地区では主として矢作川中流部を中心とする幅7～10km、長さ20～30kmの狭い範囲である。

人的物的被害が発生した原因の主なもの地すべり、崖くずれ、土石流等によるものであり、此の実態を把握する為、総理府中央防災会議の提唱によって国立研究機関の担当者によって技術調査団を編成して、科学技術庁科学審議官安尾俊氏を団長として3班を編成し、九州（第1班班長 大平成人＝農学土木試験場造橋部長）、中国（第2班班長 増村啓一郎＝防災科学技術センター第一研究部長）、四国、中部、関東（第3班班長 渡正亮＝土木研究所地すべり研究室長）を、8月15日～23日にかけて調査し、その結果をとりまとめて報告したので、その概要を皆様に紹介するものである。

猶、本編中、九州については安江が、中国については吉岡が四国、中部、関東については渡が執筆したことを附記しておく。

2. 各 論

I 九 州

A 宮崎県えびの市真幸下内堅

1. 被害状況

7月6日発生した土石流（山津波）により、住家28棟、非住家29棟と国鉄真幸駅付近の線路が押し流され、25世帯68名が被災し、うち死者、行方不明4名を出した。

2. 原因・機構

まず、雨量記録を示す。

この災害は一口に言うならば火山性の変質帯にある山地において、過去の崩壊で谷や沢に堆積した崖錐性二次堆積物と風化した変質安山岩類が長期の降雨とそれに続く豪雨により、間隙水圧の上昇、強度低下、表面浸蝕及び地下水の湧出による洗い流し等により、

崩壊ないし移動し、この時大量の水とともに泥流化し、土石流ないしは、これに衝撃力が加わった山津波となって、下流に大きな被害をもたらしたのと言えよう。図-1に全体を示すが、崩壊な

場 所		宮崎県えびの市真幸（西内堅）
災 害 発 生 日 時		47年7月6日 14時
雨 量	連 続 雨 量	42.6mm 7月4日 9時～7月6日 19時
	最 大 日 雨 量	270.5mm 7月5日 9時～7月6日 9時
	最 大 時 間 雨 量	42mm 7月5日 16時～7月5日 17時

いし二次堆積物（土砂）の移動が始まったのは、広い地域から集った大量の地下水が湧き出した山地の上部～中腹部の凹地形の一部であり、それより上部の崩壊地の頭部はこれに引きずられたものと考えられる。森林的には特に崩れやすい条件を具えていたとはいえなかった。

3. 今後の見通し

上部崩壊地周辺にはまだ多数のキレットが残存しており、また沢筋の随所には大量の土砂が不安定な状態で残存しており、今後の雨によっては繰返し流出するおそれがある。さらに今回崩れなかった沢も今後崩壊して同じ谷に流れ込む危険性がないと言えないから十分な警戒が必要である。

4. 今後の対策

住居の移転、対策工等は、隣地の堂山地区も含めた広い範囲での将来の全体計画の内決められるべきである。既数の砂防ダムはかなり有効に働いたが、地形、地質的に高いダムを造るのは不可能で、今後も小規模のダムを数多く造るべきである。上記国有林の治山工事、砂防ダム、河川改修等の対策工事が完了する迄は勿論、その後においても、警戒・警報、避難体制は堅持されるべきである。

5. その他

この地区は、昭和43年のえびの地震を経験したことにより、災害に対する関心が高く、これが、人的被害を少なくしたと言えよう。また昭和40年に今回に似た災害があり、この時、温泉粘土をこねる時のような特異な臭を経験しており、今回も住民の内何人かは、この臭により避難している。

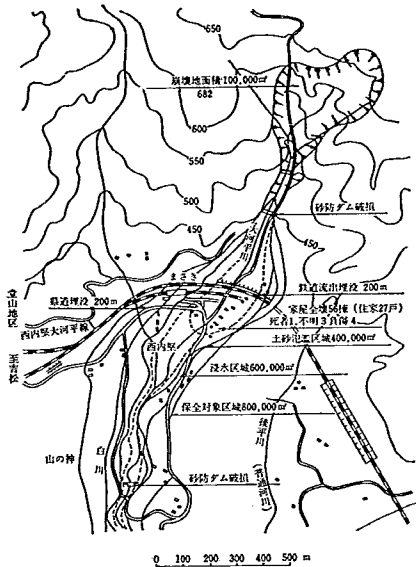


図-1 真幸地区

B 熊本県天草上島

1. 被害状況

7月6日午前9時頃から14時頃まで天草上島地区を襲った集中豪雨により、姫戸、竜ヶ岳、倉岳、栖本、松島の5町にわたり被害が発生したが、特に姫戸、竜ヶ岳、倉岳の3町において災害が大きかった。崩壊、地すべり又は土石流の発生箇所数は大きいものだけで約30ヶ所、細かいものまで数えると約300ヶ所に達する。この災害による死者、行方不明は合わせて113名で、島外への出稼き者が多い為老幼年者が特に目立った。天草を主とする熊本県下の被害総額は338億円に達する。家屋の全壊半壊は主として土石流、泥流、鉄砲水、落石等により流失、圧潰したものである。

2. 原因・機構

まず、雨量記録を示す。

天草上島の災害は一口に言うならば、今回のような崩壊・土石流が過去

場 所		天 草 ・ 龍 ケ 岳		天 草 ・ 松 島	
災害発生日時		4 7 年 7 月 6 日		9 時 ～ 1 4 時	
雨 量	連続雨量	549mm	7月1日23時～ 7月6日15時	404.5mm	7月1日12時～ 7月6日15時
	最大日雨量	284mm	7月6日9時～ 7月7日9時	197.5mm	7月6日9時～ 7月7日9時
	最大時間雨量	130mm	7月6日11時～ 12時	110mm	7月6日12時～ 13時

にはあったが、それが住民の記憶より古い時代であったように、あまり災害のなかった島に集中豪雨があり、これにより、上部の山腹崩壊と中流部の二次堆積物の移動が生じ、この時大量の水とともに泥流化し、土石流ないしはこれに衝撃力の加わった山津波となって、下流に大きな被害をもたらしたものと言えよう。島であったから、図-2に示すように、海岸線近くまでが扇状地となり、平野部に相当するものがほとんどなかったのが他の地域との大きな差になっている。

従って、人家等が地形的に図-2のどの位置にあったかにより、山腹崩壊型の被害となったり、土石流（山津波）型の被害となったりしている。またこれとは別に地すべり型の被害もあったが、その数は相対的に少ない。

3. 今後の見通し

大きな動きは一応終息したかの如く見えるが、不安定な岩塊、土砂が残っている個所も多い。表面侵蝕を受けやすい状態になっているので、決して警戒の手を緩めることはできない。赤崎層が関係する山腹崩壊型のものは特に注意を要する。

4. 今後の対策

住居の移転も考慮した災害に強い土地利用計画を立てることが先決である。対策工では、住居等の図-2における位置により基本的に決められる。

山腹は植生工、これより下流はダム工、流路工が主体となろう。河川の海岸付近の末端処理が特に重要である。

5. その他

天草上島においても、災害を受けた時間には、地区により、わずかではあるがづれがある。これは降雨の最もはげしい時間のづれによるものと考えられる。今後は大容量の自記雨量計を密に配置するとともに、緊急事態の察知、伝達等の情報網を完備することにより、被害を少なくする方向に進むべきである。

Ⅱ 中 国

1. はじめに

調査を行なったのは鳥取県を除く中国地方4県下の被災地である。調査地点は24箇所、その

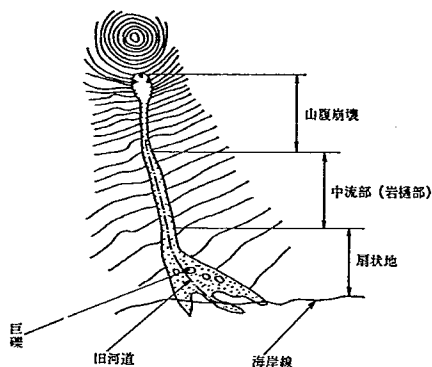


図-2 天草上島

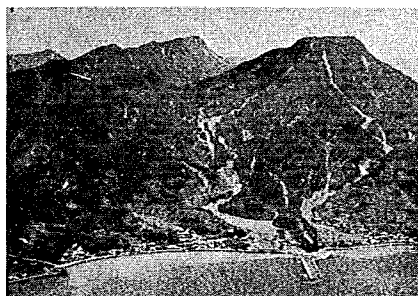


写真-1 竜ヶ岳町大道字東浦付近の災害の全景（海岸の県道沿いの中央に大道中学校がみえる）

概要は表-1のとおりである。

表-1 調査地の概要

地 先 名			現 象	主な被災対策	地 質*	最寄りの観測地の降雨			
						観 測 地	連 続 雨 量 (mm)	最 大 降 雨 度 (mm)	
山口県	山口市	伊勢平	崩 壊	神社,民家,山林	華 片 岩	山 口	432	50	
	油谷町	津 黄	地 す べ り	民 家,農 地	安 山 岩 1)	長 門	411	32	
	"	久津西	崩 壊	道 路	第 三 紀 層	"	411	32	
	"	則 国	地 す べ り	民 家,農 地	第 三 紀 層 2)	"	411	32	
	福栄村	入 屋	"	民 家,山 林	崖 錐 萩		464	27	
	島根県	柿木村	木部谷流域	大規模河床変動・土石流	民家,道路,農地	河 床 堆 積 物	津 和 野	625	51
		益田市	青 原	地 す べ り	民家,鉄道駅	崖 錐	益 田	551	17
		"	旭 町	"	民 家	第 三 紀 層 3)	"	551	17
三隅町		鞆 掛	崩壊・土石流	農 地	芸 考 岩 質	三 隅	667	約40	
"		室 谷	崩 壊	学 校,山 林	流 紋 岩 質	"	667	約40	
"		柳ヶ迫谷	谷 の 横 浸 食	民 家	花 考 岩 質	"	667	約40	
浜田市		菱 川	崩 壊	学校,民家,農地	華 片 岩	浜 田	531	16	
広島県		三次市	龜 谷	地すべり・性崩壊	民 家,農 地	花 考 岩 質	三 次	610	42
	甲奴町	大 谷	崩 壊	民 家	"	甲 奴	407	27	
	総領町	黒 目	地すべり・性崩壊	道路,河川,農地	流 紋 岩 質	原	507	26	
	原市	本村町	崩 壊	民 家,農 地	花 考 岩 質	"	507	26	
	東城町	小奴可	崩壊・土石流	民 家	崖 錐	東 城	508	59	
	岡山県	哲西町	生 木	地 す べ り	民 家 農 地	備 北 層 群	新 見	352	27
		親見市	上 市	崩 壊	民 家,道 路	華 片 岩	新 見	352	27
		旭 町	大 平	地 す べ り	民 家	"	旭	271	31
津山市		大 篠	崩 壊	民 家,農 地	"	津 山	457	34	
作東町		日 指	人 工 崖 崩 壊	民 家	夜久野塩基岩類	大 原	505	31	
総社市		湊	崩 壊	民 家,山 林	段 丘 礫 層	総 社	291	25	
"		穴 栗	"	民 家	花 考 岩 質	"	291	25	

(注) * 判定は地質調査所黒田和男による。

1), 2) 上方山地には玄武岩が存在する。

3) この第三紀層(泥岩)はその上方の火成岩床の影響を受けている。

中国地方の47.7 災の重要な事項の一つに水害(島根県松江周辺、高津川、江川、広島県三次等)があるが、調査の対象を“山くずれとその関連事項”としたため水害には融れないこととなり、また山くずれといっても日程の都合上、下関市の急傾斜地崩壊のように特筆すべき災害を調査できなかった恨みもあるけれど今回観察し得た範囲内でとりまとめて述べることにしたい。

2. 降 雨

中国地方では梅雨前線が7月9日夜半頃から停滞し、前線上を次々に東進した低気圧と、台風7・8号からの暖気と日本海上の寒気の接触による不安定状況とによって、北九州から中国地方にか

けて雷をとともなう断続的な大雨が降った。雨は特に11・12両日に激しく、なかでも中国山脈沿いの山間部の雨量が大であった。山口県の日本海側、島根県三隅町周辺、浜田市の山寄り、広島県北部の地域などが顕著で、累計雨量(9日～13日)が600mmを越える所もある。強雨域の拡りもせまく集中的に降って、山くずれの誘因として稀に見る集中豪雨であった。

3. 山くずれとその関連事項

4.7.7 豪雨の中国地方の山くずれ災害の特徴は次のように大別することができる。

- 1) 地すべりの多発
- 2) 木部谷の土石流
- 3) 花こう岩質岩石よりなる山地の山くずれ
- 4) 大規模な山くずれ

今回の豪雨によって地すべりが、山口県の向津具半島に地域的に多発した他4県下のぜい弱な地層の地区において潜在性の地すべりが活発化した。長門・向津具周辺には、7月9日夕方から13日夕方にかけて累計雨量500mm前後の降雨があり、半島内の数十箇所で地すべりによる被害があった。油谷湾をはさんで対岸から東方にかけての長門市や三隅町ではほぼ同様の降雨状況のもとにあって崖くずれの被害が多かったことからみても、半島の地すべりが地質上の要因に負うところの大きいことがわかる。向津具半島の下部は中新統が分布し、海拔150m以上の頂部が玄武岩に被われている(ただし津黄地区の基盤は安山岩で、ここだけは少し状況が異なる)。ここでは第三紀層の上の崩積土が潜在性地すべりとしてほぼ平衡を保って静止状態にあったものが、豪雨で供給された多量の地下水に起因して一斉に運動が活発になったと考えられる。よく知られた地すべりのパターンの一つに北松型地すべりがあり、これは上部に玄武岩床をいただく挟炭第三紀層の地すべりで、玄武岩はキャブロックとして降雨の浸透を助長する作用をしている。その他の地すべり地の地層構成も北松型と同様である。従って地下水かん養のタイプであるから、地すべり対策工事の対象によってクイなど抑止工が施工される場合があるが、地下水排除工は併用される必要がある。

次に、散在的に発生した地すべりを地質の面から区分してみると、準片岩もしくは結晶片岩の地質でぜい弱な部分が移動するもの(岡山県大平)と破碎帯上の崖錐の移動するもの(山口県入屋、島根金青原)とがある。

木部谷の土石流災害について、木部谷とは島根県の高津川上流で石支川をなす溪流で、今回の調査地のなかで木部谷とその小支川で流域全体として広く土砂害が発生した唯一つの地域である。木部谷の累計雨量は約450mmで、木部谷本流の下流部と下流部の小支川の荒廃が特に著しい。しかしながら流域の山腹は緑で、崩壊の新規発生はほとんど認められない。土砂の生産は山腹からでなく、溪床の堆積物が二次的に移動したものと判断される。木部谷の支溪と本川との合流点では支溪からの土砂によって砂礫円錐が作られ、永い間安定してその上に水田などが耕作されていたのが支溪流と本川流とで削剥流失したことが本川下流部で堆積土砂が多かった原因と考えられる。また、木部谷では上流部に集約的にしかもかなり大きな砂防ダムが配置されていたのでそれらが大きな効果を発揮した。

崩壊に関して、中国地方では天草にみるような、また過去幾多の事例にみるような豪雨域の中で

は、どこもかしこも引掻いたような形態の崩壊が発生しているという状況ではなくて、地質的に撰択的に崩壊が発生している。それらは準片岩、結晶片岩、崖錐堆積物の斜面と花こう岩質の岩石からなる山に起っている。このうち、花こう岩質の岩石からなる山の山くずれでは、二・三の共通点が認められた。その1は崩壊の発生地点はかなり標高の高い谷頭であること、その2はこのような谷頭は30°程度のこう配でそんなに急ではない。また、比較的標高の高い峰から派生した尾根の先端部にある谷頭である。こういう所では過去にも下刻の盛んに起った時があり、しかも繰り返されたことも推察され、山麓に扇状地（規模の大小はあるが）が形成されていて、水田や部落の立地している所が多い。地形の面がらみてもこういう谷頭では地下水の供給が充分に行なわれるものと考えられるので、至極大雑把に表現すれば花こう岩質岩石の山地で、このような谷頭を持つ所では、そこに崩壊の可能性があるとさえいえる。しかしながら、この程度の根拠から危険地域を判定する訳には行かない。そうした中国地方の花こう岩質の山地の山麓はどこもみな危険地の判定を受けなければならないことが想像に難くない。必要なことは、このような谷頭に起る物理的徴候を見出して発生機構を明らかにした上で、発生にかかる因子の変化を簡便に把握できるような調査法を開発することで、こうして始めて実用に供されるものとなる。今後の研究課題として取り組みたい。

それから対策について一つ提言したい。現地で沢の出口の人家の背後におよそ30年生の人工造林があり、これに土石流が流入しているケースがあった。実は流入した土砂もマサを起元とする細粒であり、樹木間隔も疎開しているので有効なものではなかったが、林が密集したものであったならば有効であった筈で、土石流の対策工法として砂防ダムによって阻止を計るのに加えて、人家の背後にはかなりの幅のある竹林を設けると土砂害の軽減を計ることができるのではないと思われる。

島根県美川および岡山県上市の崩壊、広島県黒目の地すべり性崩壊は今回観察した中で規模が大きいが、それよりも発生機構を推察するのに不明瞭な点が多く、47.7 災の中では高知県繁藤地区の崩壊に類似するようであり、発生機構に関して今後の研究問題である。

4. あ と が き

中国地方という広い地域での山くずれに関して、①豪雨がどれだけの地下水となり、②地下水がどれだけの力を地盤に与え、③地盤がどれだけのひずみで破壊したのかをひっくりめて、地質の分類（地形は地質の所産であると考える）をキーとして用いると大まかな性格を表現できたのは一つの特徴でもある。

Ⅲ 四国、中部、関東

A 高知県繁藤地区

1. 概 況

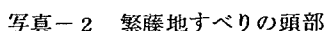
被災地は吉野川右支川穴内川右岸の国鉄土讃線繁藤駅裏の追廻山々麓で、7月4日午後より始まった梅雨前線豪雨は、翌5日までに742mm、最大時間雨量95.5mmという強雨を此の狭い地域にもたらした。降雨強度の最も強かったのは5日午前4時から9時までで、6時45分に斜面内に幅約10m高さ約10m程度の小崩落（土量は200m³程度と思われる）が発生し、人家裏で排水

11

44

hourly precipitation variation (observed at the station)

Time (h)	Precipitation (mm)
12:00	5
12:15	37
12:30	86
12:45	62
13:00	72
13:15	4
13:30	2
13:45	5



—93—



図-3 北三河の崩壊分布図

この時には已に頂部の今回の滑落崖部には明瞭なキレットが発生していたものと思われる。従って、もし此の斜面上方に送電鉄塔や道路等があれば、事前にこの滑落の規模が察知できたのではないかと思われるが、斜面が森林で蔽われていた為、これがわからず、この大惨事に至ったものと考えられる。

3. 今後の問題点

今回の此の形式の地すべり（岩盤の地すべり）の予測は非常に困難である。それは一般の土砂の地すべりと異った前記現象が表われてから崩落までの時間が非常に短い上、地形的にはむしろ尾根状の斜面に発生するので、地形上からその分布を推定することが困難な為である。此の幼年型（岩盤地すべり）は、過去にはわが国では発生例が極めて少なく、地震時に発生するものが最も多かったのであるが、最近国土の開発が急速に進み、大規模土工が行なわれる様になってから急に頻発する様になっている。今の処、此の種の地すべりの予知は非常に困難であり今後大いに此の問題を研究する必要があるが、その予知方法として、とり敢えず云える事は次の各項である。

- ① 微地形的にみて、尾根部に小規模の地すべり地形や特異な平坦部があったり、断層、砂砕帯の存在が推定される場合。
- ② 岩盤内に風化帯が著しく発達し、その厚さが5 m以上の場合、此は尾根部で垂直ボーリングをしてみると良くわかる。
- ③ 山麓部で崩壊が発生した時にそれが拡大の傾向を持ち、落石等が多くなり、斜面上方にタラックが発生したとき。
- ④ 山腹からの湧水が急に止ったり、量が著しく減少し、井戸の水位が急激に低下したり、濁った場合。
- ⑤ 斜面上部で微弱な振動を感じた時、又は風もないのに森林がガサガサ揺れたり、樹木が折損する音を聞いた場合。

B 北三河東濃地区

1. 概 況

7月9日に日本海から南下した梅雨前線は7月13日午後まで東海地方に停滞し、12日夜半から13日早朝にかけて局地的に豪雨をもたらした。此の強雨域は知多半島半田付近から矢作川上流にかけてNE-SWの方向に幅20～30Kmの細長い地域で特に山間部では降雨量が多く、愛知県小原では284mmを記録している。

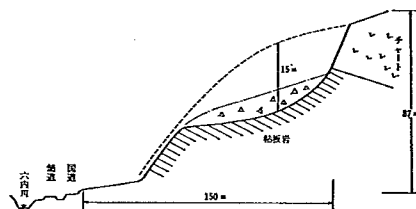


図-5 繁藤断面図

被災地は幅10Km程度で南々西から北々東にのびる長20～30Kmの地域で、花崗岩、花崗閃緑岩の地域に限られ、数千ヶ所の崩壊が一時に発生した。被害の激甚なのは愛知県小原村、藤岡村、岐阜県明智町を中心とする地域で、死者行方不明95名、重軽傷205名、全壊又は流失345棟、半壊368棟であった。

此の地域は記録によると過去には災害の非常に少ない地域であったが、今回の豪雨で山地が殆んど同時に崩壊して大被害となったものである。

2. 崩壊と土砂流出について

崩壊と土砂流出について今回の崩壊の特長は、その発生位置と地形との関係にある。崩壊のほとんどすべては斜面の中の微弱な沢状部（木が繁っていると空中写真でも判別不可能な程度）及び明瞭な沢状部で発生している。尾根先（平面図的にみて凸型の斜面）での崩壊は、その裾が河川で浸食されたり、花崗岩中の地下水のバイピングで発生するが、此は全崩壊地中、数例にすぎず、従って此の花崗岩及び花崗閃緑岩地域での崩壊危険斜面の推定は微地形要素を中心として行なう事が可能である。

山腹部で発生した崩壊の土砂（マサ）は杓子状になって山麓部の沢状地形を伝って流出して人家を圧潰している。従って人家の裏山に微弱な沢状地形があるか否か、又明瞭な沢があるか否か、これに対して人家がどの様な位置を占めるかが、その危険度判定の基準となろう。

土砂流出の形態は、流出後の沢の断面形、流出土砂中に巨石が比較的小さいことから判断すると土石流というよりはむしろ土砂流の形態をとって流れたものが殆んどである。即ち、鉄砲水によって土砂が流送されたものと判断する。しかし沢と云う沢はすべて土砂が流出し、谷頭部には必ず崩

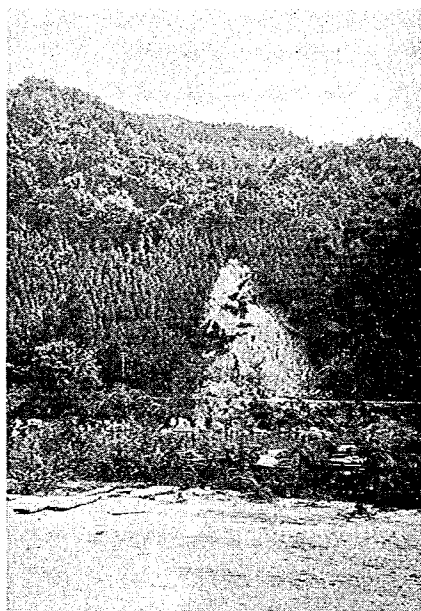


写真-3 北三河の崖くずれ

壊を発生しており、降雨に対して山腹が非常に脆弱である。

最後にこの花崗岩地帯での崩壊の特異な例として、崖錐性堆積物の中の崩壊がある。此の谷は遠い過去には何回か、今回の様な災害を蒙り、山地にはその崩土が厚く堆積している所がある。この中で発生する崩壊は、前記の花崗岩の強風化地帯（マサ）中で発生するものより、規模が更に大きい。此の機構や予知については今後の研究問題である。

3. 人為作用との関係

今回の被災地域はほとんどが民有林で伐採跡は比較的少ない。崩壊が伐採跡地に集中していると認められず、むしろ森林による崩壊防止効果の限界を越えた豪雨の為、森林の根系の緊縛力の及ばない深い所から崩壊が発生している。

今回の被災家屋の中で崩壊によって圧潰したものにすべて山麓部に建てられたもので、これはどこの農家でも云える事であるが、平地はすべて耕地に利用し、山際に住宅を建てる。しかもこの住宅は農産物集穫等の為の広い庭を持つ為、建物はほとんど斜面に密着して建てられ、場合によっては山裾で或程度の切土を行なって斜面の安定度を悪くしている例が多く見られた。又、狭い谷地（現地では洞と呼んでいる）の中央に家を建てる為、土砂流によって被災した家もよくみられた。結局、住宅の建設位置の選定については、今後、更に強力な指導を行なえば、今回の様な災害は或程度軽減出来たのではないかと考えられた。

流木が橋梁暗渠等を閉塞して川が溢水した例が多く、今後の橋梁のスパンや流木止めについて一考を要するのではなかろうか。

又、此の地域では岡土の採掘が行なわれている箇所がみられたが、採掘場自身は比較的堅硬な斜面であるから、此の採掘と崩壊との因果関係は余り認められなかったが、採掘跡地は斜面中途に或程度の平坦地をつくる為、この平坦地における排水を誤ると、その下方斜面での崩壊を助長する可能性が大きい。

最後に治山砂防工事の効果であるが、この地域は過去に災害が少なかった為、治山砂防施設が少なかった。特に溪流工事の効果は明瞭で下流への土砂流出を見事に抑止していた。

山腹工事は、すべて植栽工のみで行なわれており、今回の様な集中豪雨は植生効果の限界を越えている為、再崩壊した所がみられた。

今後は柵工、石積工等その抑止構造物と植栽工併用で考慮すべきであろう。

4. 災害の予防について

前述の通り、地形要素のみから判断しても或程度危険地の予測が可能であるから、特に人家の背後斜面の地形（微弱な沢地形や沢と人家の位置関係）を重点的に調査することによって、人命に対して危険な斜面を見出す事が可能ではないかと考えられた。又緊急避難場所の問題であるが、学校、公民館等も危険な場所に建っている事が多い。従って、今後は人家数戸を対象とした避難所を建設する必要があるのではないと思われる。

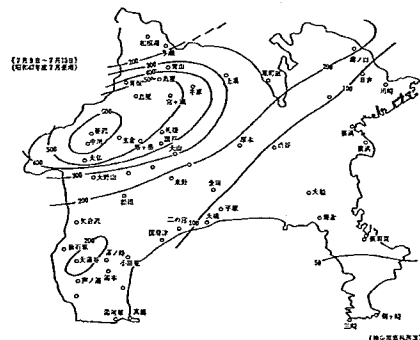


図-6 神奈川県等雨量線図

C. 神奈川県丹沢地区

1. 概 況

7月9日から13日まで関東南部に停滞した梅雨前線の影響で、神奈川県北西部丹沢地区に11日夜半から12日早朝にかけて集中豪雨が襲い、11日の降雨量は足柄上郡山北町中川で474mm、玄倉で442mm、中川での最大時雨量は100mmに達した。この為酒匂川上流河内川水系で土砂害が発生した。

災害地は河内川とその支川、玄倉川、世附川流域で、地質は北部が第三紀中新世の丹沢層群、南端部が鮮新世の足柄層群より成り、中川の流域には特に石英閃緑岩の貫入が目立っている。

此の地区は大正12年の関東大震災の折に多数の山崩れを発生し、以後、建設省と神奈川県土木、林務の手で治山砂防工事が今日まで行なわれてきた。

今回の災害の死者、行方不明は9名、重軽傷17名、全壊及び流失65棟、半壊10棟で、その多くは鉄砲水と崖くずれによるものであった。

2. 崩壊と土砂流出について

山腹崩壊は谷頭部と河川沿いと一般の山腹崩壊に大別できる。谷頭部のものは規模が大きく、沢からの土砂流出の原因となっている。河川沿いの溪岸崩壊は流出による脚部の洗掘で発生したものが多いが、崩壊土砂は岩盤又はその表土の滑落したものと崖錐性堆積物の中で発生したものとの2種に分けることができる。特にこの崖錐は比較的厚く、中に富士山系の火山灰を含むものもあり、この生成時代も古い。山腹の崩壊は主として第三紀層上に堆積した富士火山系の火山灰の崩落で落下後の流動性が大きく、しかも落下地が平坦地ではなくて緩傾斜地であった事も原因となって、流動長が大きく、崖高の3倍以上のものも見られた。(一般の平均は崖高の0.7倍)

土砂流出の形態として明らかに土石流の形式をとっているものは比較的少なく(唐沢、悪沢)大部分は鉄砲水による土砂流出であり、これは、震災以来営々と建設された多くの治水砂防ダムの効果と考えられる。土砂流の発生している沢は、ダムが依然設置されていないか或いは石積ダム程度が、一基程度入っている沢で発生している。唐沢の土石流は典型的なもので多量の石英閃緑岩の巨石を含むもので、上流の溪床堆積物が集合運搬された形をとっている。

本水系では支溪各沢の出口にそれぞれ大規模に発達した土石流堆があり、昔から何回も土石流を発生した経歴を物語っている。部落の多くは此の土石流堆の上に営まれているが、大抵は支溪の上流に砂防治山ダムがあり、土石流堆を掘割った流路工が作られているので、上流から流下した土砂

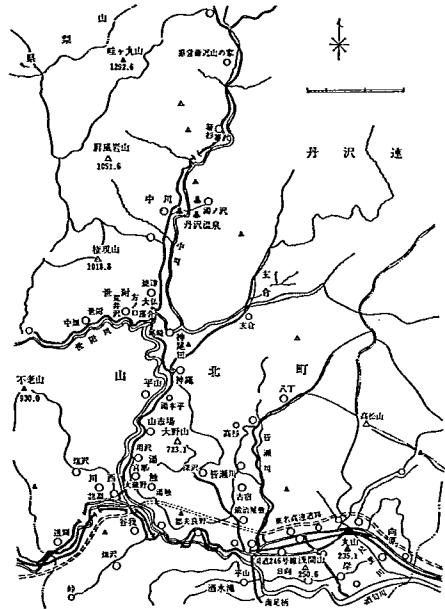


図-7 河内川流域図

は砂防ダムで押止され、残余は無害に流路工を流れて本川に流出し、部落を見事に保護している。只、かすかに地形上のしわの様に見える小沢ではこの様な対策がなされていない為、多量の土砂が流出して人家に被害を与えている。

3. 今後の対策について

崖くずれについては、特に第三紀層上の火山灰層の分布を人家の背後斜面に重点を置いてしらべ、その流動長も考慮して対策を講ずるべきである。

土砂流出については、人家密集地の背後の小さな沢でも洩れなく調査して砂防工事を施す必要があるし、鉄砲水は直進性を持つので流路工は曲流することを避けるべきである。

溪流河川の流量が計画洪水量を相当上廻った形跡があるので、今後の小流域の流出については再検討する必要があるし、砂防ダムの水通し断面は相当の安全率を見て大きくとる必要があるし、流木等により水通しの閉塞を考慮して、複断面水通しを作る事が望ましい。

3. ま と め

以上の調査結果をまとめてみると、今回の災害の特徴としては次の事がいえよう。

- ① 集中豪雨は比較的狭い地域に多量な雨が降り、その強度が非常に大きい。
- ② 災害を最近蒙った事のない地域の土砂害が特に大きく、災害に対する抵抗力が弱い。
- ③ 地質によって受ける災害の形態が異り、結晶片岩、準片岩、花崗岩地帯では山くずれが多発する。
- ④ 砂防工事の効果はてきめんで、未着工の溪流で大きな災害を起こしている。
- ⑤ 地形図上にほとんど表われない様に小さな沢での土砂流出が目立つ、特に谷頭の崩壊が此を誘発する。
- ⑥ 山口県油谷附近では一斉に多量の地すべりが発生しているが、此と地下水及び降雨との関連性がよくわからない。
- ⑦ 中国の花崗岩地帯では地下水形崩壊が目立つが北三河東濃では微弱な沢地形に豪雨形崩壊が目立ち、後者ではその危険地の予測も或程度可能であるが、前者の予知は困難である。
- ⑧ 岩盤地すべりの予測については、今後重点的に研究する必要がある。
- ⑨ 山間小流域の洪水量計算には猶問題が多いので、或程度、算定流量に安全率を考える必要があるのではないか。又流木による災害（閉塞による）が目立ち、今後の対策を考える必要がある。
- ⑩ 崖くずれに対する避難体制の整備には、猶研究すべき問題（例えば避難所の設置、救援活動と崩落予測等）が多い。

〔質 疑 応 答〕

（畑中） 繁藤の地すべりについて

2回目の崩壊には数十人の犠牲者を出しているが、見張人がおらなかったか。

(安江) 地元の消防団が200人程おったと思う。ただ崩壊の規模が大きいのでは逃げることができなかったのではないか、巾170 m高さ150 m位で全体の人に知らせることが不可能だったのではないかと。流れの方向に逃げた人が多く逃げきれなかった。

(塩井) えびの地区は前々から地震があり、地震による崩壊があったのではないかと、今回はそれが流失したのではないかと、また沢がやられている。単に崩れるだけではボリウムは大したことはない。自然のダムとして堆積したものが大量の土砂流失となる。 こういうところでは下流に砂防ダムをつくればよい。道路の立場からすれば、竹や杉のところは水が多いので危険である。木を切って2～3年のところが危ないというところの目安を決め重点的にパトロールすればよい。

(安江) 木を切って5年位が一番危いという説もある。おっしゃる通り表層の厚いところに崩壊が多い。天草の場合砂防ダムの効果が小さかった。山地で砂防ダムがやられたケースが多い。パトロールして交通規制することは有効だが、規制解除が問題である。地震との関係はあるかも知れない。千葉、えびの、大崩れ(人工的)などはその例であろう。しかし危険なものが事前に落ちればむしろプラス要因である。

(岡本) 天草で500 mm というが、過去500 mm 以上というのはないかと、西九州(諫早)豪雨のときは。

(安江) ない。局所的な雨量となるのでないということはある。

(岡本) 小池先生の免疫説はどうか。

(安江) そういう説もあるが、かえって危険だという反論もある。

(岡本) 天竜の場合は同一物質が河岸段丘となり、再崩壊して、かえって危険となっている。

(安江) 残留物、地形、地質によって異なる。

(岡本) 危険度の判定は出来ないかと。

(安江) 出来ない。

(塩井) 河床堆積物は水が貯れば危険である。砂防ダムの場合にもそういうことがいえるのではないかと。

() 繁藤の場合竹が茂っていたが、上部と下部の地質が違ふ場合にその間から水が出てくることがなかったかと。

(安江) 一般には竹が茂っているところは危険が高いといわれている。一般に浸潤による崩壊が多いので雨量強度が強いところが崩壊しやすいと考えられている。

(塩井) 崩壊の生じたところは、竹と杉が植えられている。

(安江) 同一路線では同じような状態のところは沢山あり、その危険度を判定することはむずかしい。

6. ダムおよび道路に関連する地すべりについて

土木研究所赤羽支所

地すべり研究室長 渡 正 亮

最近地すべりの事故が非常に増えております。地すべりという現象の学問或いは技術が、最近は段々と進歩してきておりますが、地すべりというものはその発生する原因が地下の深い所であり、その $\frac{1}{2}$ 以下は非常に調べにくいことでありましたが、最近は色々な研究によってだいぶ調査方法が体系的に整備されてきました。そして地すべりの起こる機構はたいいていの場合調査をすればわかるという状態になってきております。しかし調査の方法が出来上ってきても、本当に地すべりの起こる可能性があるかどうかということを数値で示すにはどうしたらよいかというと、未だ色々問題が残っております。

例えば地盤計斜計という機械があります。これは地盤の変動を計り、地すべりを予知するための機械であります。変動がどの位になったら危ないか、変動量がどれ位なら大丈夫かという基準は現在できあがっております。ところが実際にその基準通りにあてはめ地すべりの予測を完全に行うことができるかどうかという点、まだまだ疑問が残っています。

例えば医者が脈をとる場合、脈が速いからこの人は病気だと一応の基準がたてられ、これが医者にとっての1つの重要な情報とはなっているが必ずしもその脈が強い弱いということのみが情報となっているとは限らないのであります。傾斜計の場合でいうとその地盤の傾斜変動をよく見て行くと、一般に図-1に示すような傾斜変動が起こる。この変動巾から平均的な変動巾をとってちょうど脈の強弱と同じような考え方をします。即ち変動巾が一定の範囲以上だとこれは地すべりが起っているといいこの範囲の中にあれば、基準値の中にあって安定しているというこの範囲が現在6秒という数字で表わされている。また傾斜運動の累積の仕方でもみる変動が小さくても図-2に示すような方向にどんどん累積していくと地すべりをおこす可能性のある場所であるといえる。この基

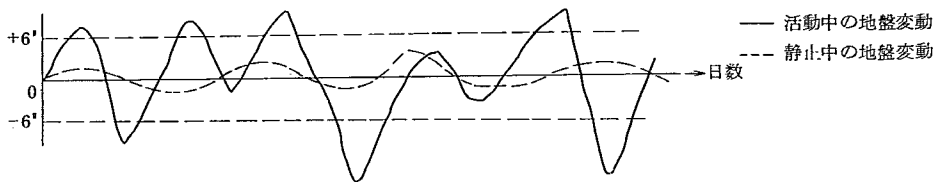


図 - 1

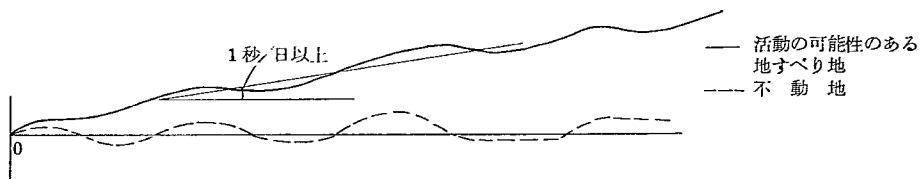


図 - 2

準の累積角度がちょうど1秒/日でこれを越えてある方向に累積されていくと危ないといわれている。しかしデータをみていくと必ずしもそうもいえない場合がある。例えば変動巾にしてはそれ程大きくなくても、ある時には小さくある時には大きく振れて平均した変動巾は小さいし、総括的にみても累積移動は少ないが一回に非常に大きな地盤変動をしていて、ちょうど大きな変動した日が降雨等と何かの関係がある場合があり、これが実際の地すべり運動であるという例もある。しかしこの様な例外的なことを基準の中にとり入れていくことは甚だむづかしい。このように調査方法や計測の仕方が整ってくると観点がある基準値の中に落ち込んでしまい、他の情報が見えないところに片付けられてしまう傾向がある。この点データというものを十分検討した上で、これを地すべりの予知、防止、の手段に使ってもらいたいと思っている。また地すべり調査の場合、最も重要な項目の一つにすべっている面がどこにあるか、どのような分布をしているかという調査がある。これを測るのには地中ひずみ計またはパイプひずみ計という器械がある。ところが、この器械はある程度の大きさの動きが出ないと器械にデータが現われてこない欠点がある。そこで例えば5本の調査ボーリングの中で、ひずみ計ですべり面を検出できるのは孔が2孔で残りはコアの地質の状態か

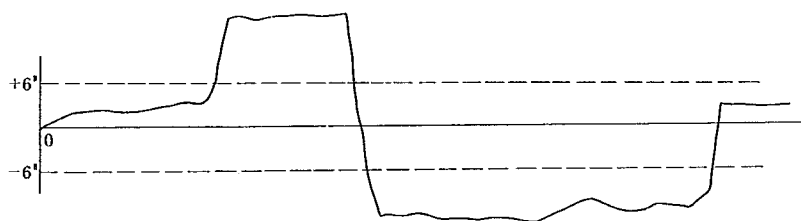


図 - 3

らすべり面の分布を推定しているにすぎない。このようなことからみるとすべり面の分布を推定しているにすぎない。このようなことから見るとすべり面の調査は、実際には全面的に計測器に頼っているのではなくて、ボーリングコアの地質または現実に見えるすべり面を大事にしてそこから推定しているといっても過言ではない。従って地すべり地の地質と、すべり面との関係は非常に重要な問題となっている。これを計測に頼り過ぎては良くないということの一例である。

次に地下水調査にも問題がある。山地における地下水の分布の調査は、非常にむづかしいが、これに色々な方法が使われている。例えば地下水の追跡、地下水の検層、水質判定等である。この中に地下水検査層という方法がある。これは地下水を排除する位置を決めるためにボーリングを行なって、その孔に食塩を投入する。食塩の濃度を一定にするためには攪はんをし、その後ある程度の時間がたってくると、地下水脈のある位置では真水が流れ込んでくるのでだんだん食塩水が薄められていく、この傾向がはっきりしてくると、そこに地下水の脈があるのだという見方をして、この流速がどの位ということまでわかってくる。しかし、水の流れている所だけが地下水の包蔵体であるかというそれはむしろ逆であり水の流れの少ない地下水の包蔵体があるのはあたりまえのことである。一般に地すべりが発生する場合には地下に非常に大きな包蔵体があり、そこに水が溜りそれがタンクの役割をして水圧が発生し、これが地すべり発生の原因となっている。このように考えると地す

べりに対して有害な地下水の大部分は、流速の小さい所に集中しているのではないかと考えることができる。

今、図-4に示すような地すべり地があり、図のように分布しているとすると、地すべり地の上方斜面と末端では流速が大きく、中央部では流速が小さくなるのである。この場合に地すべりに対して最も大きな間隙水圧を働かす位置は地すべりの中央という事になる。ところが地下水検層では大きな流速の位置しか捕えられていないから、上端と末端の流速の大きな点で排水工を行なうことになる。こ

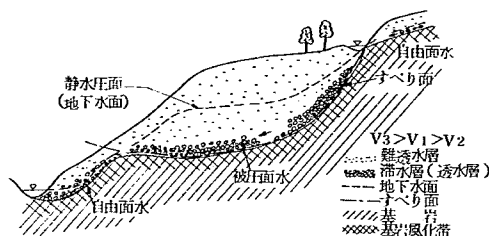


図-4 地すべり地の地下水分布

れが果して最も効果的であるかどうかは問題がある。しかし他に調べる方法がないため現状では地下水検層が盛んに使われている。又平面的な流速の測定方法として、地下水追跡という方法がある。地すべり地内にボーリングを何本か行ない、各ボーリング点間の流速を測ることができる。この場合流速の大きいところの水を排除すべきか、小さいところの水を排除すべきかは色々問題がある。例えば、基盤内に破碎帯があり、大きな流速を持っているとすると、むしろ流速の速い部分から排水した方がいい場合もでてくる。このような点は今後も研究しなくてはならない。

次に最近ボーリングの技術が進歩して段々と大口径ボーリングができるようになってくると、勢い鋼管グイという方法が多く使われるようになるその利点は第一にどこでも容易実施できるということであり、もう一つは計算上やり易いことである。例えば安定計算をしてある所定の安全率になるように鋼管強度さえ決めておけば一応計算上ピタリとした安全率が出てくる。その意味で鋼管グイ工法、または最近盛んに使われるシャフト工法は非常にやり易い。

ところが地すべり対策は今までは、地すべり地下水排除を中心とした内科的治療法で地すべりの体質をかえて安定を計ろうという工法であった。それに対してクイ工法は外科的な処法ともいえよう。もし内科的処法を無視して体質はかえず外科的な手術だけを行なった場合、将来永久的に地すべりを止める構造物として鋼杭が効果を発揮できるかどうかという問題になると疑問が起る。たとえクイの抵抗値がその地すべりのドライビングフォースに見合うように設計されていても、その群グイの中で施工の都合その他により中埋めが不良だったり、クイの熔接強度が少したりなかったとすると、いったいどういうことになるであろうか。恐らくこの弱点には次第に応力が集中してゆき、いづれはこの杭が破壊されるであろう。すると今度は相当な応力が集中したあげくの果にクイが破壊するのであるから、今までは少し動いては止まりまた少し動いては止まり、ノロノロ動いていた地すべりが、完全に止めたということのため、むしろ崖くずれ性の崩壊という形をとり、大きな災害を招かないとも限らないと考えられる。これに杭自身の材質の劣化も考慮に入れると、できることなら抑止方法(クイまたはシャフト、よう壁などの工法)は付加的工法としてはいいが根本的なものになり得るかどうかという点について問題がある。

最近道路土工またはダムその他により地すべりが盛んに起っている。それらの地すべりの中で非

常に特徴的なものは岩盤の地すべりである。自然的に発生した地すべりに対する対策は地すべり等防止法によって、昭和35年から行なわれている。この自然誘因による地すべりの中で岩盤がすべっている例は全国的に非常に多く、恐らく数にすると3～5%である。ところが最近目だって岩盤の地すべりが起っている。一番ははっきりした岩盤の地すべりの例は、イタリアのピオントダムであろう。これは非常に大規模のものであるが、日本においても小さい規模のものが発生している。例えば中央高速道の岩殿山、西名阪道路の国分地すべり、高知県の繁藤地すべり等であり、静岡県の大崩れ海岸の崩壊も小規模な岩すべりといえる。

さて岩盤の中で起こる地すべりにはどこの問題があるかという点、その予測、予知が非常にむずかしい点である。普通の地すべり地形は尾根の形で見た限りにおいては、一種の沢地形になる。

中腹の形で見ると部分的には凸

型であり、平面的に見ると図の

ようになる。ところが岩盤の中

で起こる地すべりの地形は逆で

尾根の形で見ると沢形地形でなく、むしろ尾根地形のところ

で地すべりが起こる。例をあげる

と中央道の岩殿山付近では地形的に見ると、一種の沢形地形

と尾根形地形からなっていると

ころに道路公団の中央高速道路

が計画された。その場合沢形地

形に地すべりが発生しそうだとい

うことは、地形上から見ても充

分判断できるので、この地すべ

りを架橋によって回避し、尾

根形地形のところ

で行なった。このことは今までの

地すべり地形についての知識

からみると、当然のことであ

った。そしてこの切土をした時に2回程のり面の崩壊が起ったそうであるが、これが今回の地すべりの前兆であるか否かは不明である。実際に地すべりが起ったのは、中央高速道が開通した直後でなく、相当年月がたってからで、しかも岩盤の中での地すべりが発生したのであります。このように岩盤地すべりというものは、地形的に見て地すべり地形を呈さない所で、しかも大規模土工に影響されて発生し易いことがわかります。よって、この予知は非常に難しい訳であります。

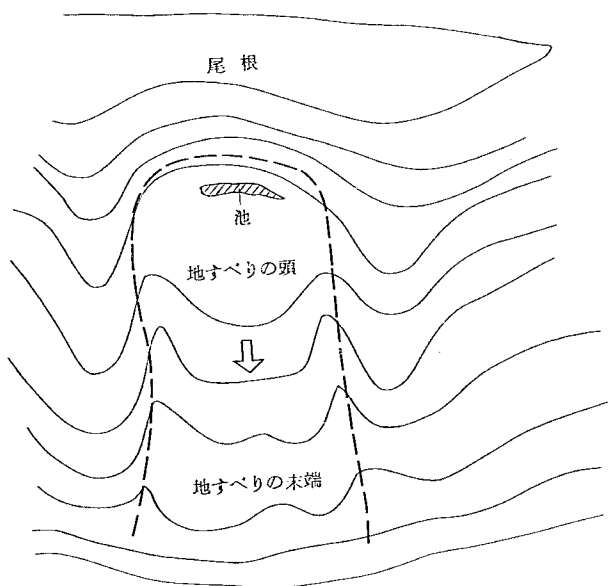


図-5 地すべり地形

からみると、当然のことであつた。そしてこの切土をした時に2回程のり面の崩壊が起つたそうであるが、これが今回の地すべりの前兆であるか否かは不明である。実際に地すべりが起つたのは、中央高速道が開通した直後でなく、相当年月がたってからで、しかも岩盤の中での地すべりが発生したのであります。このように岩盤地すべりというものは、地形的に見て地すべり地形を呈さない所で、しかも大規模土工に影響されて発生し易いことがわかります。よって、この予知は非常に難しい訳であります。

ついでにこのような岩盤すべりの、すべり面について申し上げます。

岩盤すべりの場合のすべり面は、果して普通考えられているように円弧でよいかというと、どう

もそうではないらしい。岩盤の中にあるすべりが起るということは、岩盤内部に弱線があってこれが発生してすべり面になった場合が多い。この弱線は強風化と弱風化の境目であったり、断層、破碎帯、構造線のことが多いのであるが、そうすると岩盤の中でこのような構造線は直線状に入っているのが普通である。そうすると岩盤の中の境界というものは、ほとんど直線に近くなっていることになる。要するに岩盤すべりのすべり面は概して直線状になっていることとなる。この頂部のテンションクラックの部分は、色々な岩盤すべりの場合の調査結果から見ると水平に対して大体 $60^{\circ} \sim 75^{\circ}$ の斜さを持ち末端部は $45^{\circ} \sim 30^{\circ}$ の傾斜を持って全体的にみると、ちょうど舟底のような形をしている。

さて次に岩殿山の斜面の安定度について述べてみよう。この地すべりの速度は最盛時に1時間で16mmであるが、そのうちに段々と速度が減り、 $2 \sim 3 \text{ mm/hr}$ に下降した。この原因は末端の隆起部に棒工が施してあり、このため隆起部が保護されてこの部分に崩落を生じなかったので地すべり土壌全体が回転運動を起しながら、段々重心の位置が変わってきて安全率が段々高くなってきたためであろう。これを安定計算によって表現してみると次の通りになる。運動の最盛期の斜面の安全率を1.00と仮定し、その後の斜面形の変化と運動速度の関係を図示すると図-6(2)のようになる。

この表から見ると斜面の動きを一時間に0.1mm程度に落すには安全率は大体1.07という数字がでてくる。この安全率1.07に上げるのにはどうしたらよいかというと、もり上っている部分におさえ盛土をすることを考えたが、そしておさえ盛土をしてそれが1.07になるようにしたところ、実際に動きはビタリと止った。 0.1 mm/hr でなく0になってしまいました。これでいえますことは、この地すべりはその発生原因は不明であるが斜面の安全率は逆算してみて、ちょうど止った時を1.0とすると運動時は0.93となる。運動中の地すべりの1時間16mmという速度は相当速い地すべりで、恐らくそのひずみ速度からみると数時間で滑落する程度のものであるが、このような状態でも0.93と割合高い安全率であるのだということの一例である。

最後にダムと地すべりの話をしましょう。ヴィモントダムの地すべり以来ダムの地すべりは、我国でもやかましくいわれるようになった。このメカニズムについては2つの方式が考えられている。その1つは斜面の水没という問題である。斜面が

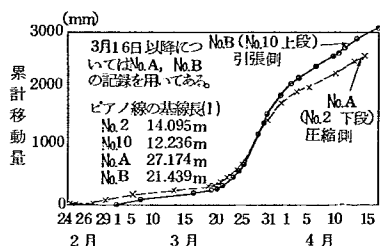


図-6(1) 岩殿山地すべりの運動速度

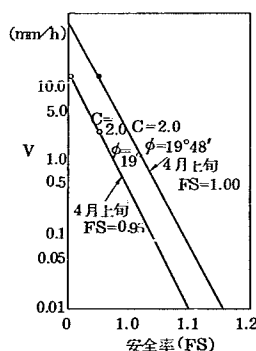
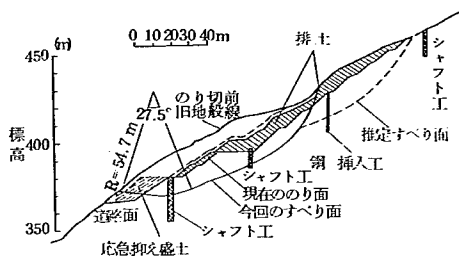


図-6(2) 中央道岩殿山地すべり地点の運動速度と安全率の変化

水没してそれが土で構成されているとすると、その土の斜面は恐らく安息角に変わるであろう。安息角になるために水中で崩れを起こすか、または水中斜面が安定度を失いある程度の地すべりとまでいかないが何らかの挙動を起こすとこれが地すべりの発生の一つの原因となるというのが一つの考え方である。何故このようなことが考えられるようになったかという、湛水によって起こる地すべりの一番多い例は初期湛水の時起こるからである。極端ないい方をすれば地すべりの心配は80

％位まで減少すると考えてもよい話である。このためには水ぎわ近くで斜面が動くことをある程度抑止するという工法がとられており、これで成功している例もあるところを見るとある程度この考え方が確かであることを裏付けしている。もう一つの考え方は貯水位が急速に下った時に斜面内間隙水圧が残留する。そして、これが原因で斜面に地すべりが起こるということである。二瀬ダムの場合でいうと、初期湛水の時に斜面上にクラックが発生した。この時にクラックに伸縮計をつけ動きを観測していたところ、一度貯水位を落し、この時動きが中止しているが今度は上げると動きはほとんど出てこない。そしてまた下げる時に運動が活動的になる。即ち運動が水位の下降時に非常に活潑になってくる。それ以外の時は比較のおとなしい。この事実は必ずしも二瀬ダムだけに限らず、下久保ダムにおいても大体同じような結果が出ている。しかしながら水位を急激に下げたために新しく発生したという地すべりは割合と少ない。下久保ダムでも初期湛水、第2回位の湛水の時にクラックが発生したが、水位を急激に下げたために初めて起った地すべりでは鳴子ダムの上流の道路の場合があったが、この時の貯水位の降下速度は2m/日であった。一般的には貯水変化に左右されて起こる地すべりは、初期湛水時におこる地すべりと比べて数は少ないといえる。しかし、貯水池沿岸斜面では貯水時に色々な現象が起こる。これは今まで何も溜っていない谷底に数百万t、数千万t、数億ものウェイトを乗せることになるから、この地山に何らかの変状が出てくるのは当前ではないかと考えられる。もう一つはこれだけの水を溜めるという現象は必ずしも、土の中のせん断抵抗力を弱めるというだけの現象ではなく、むしろもっと地下の深部まで水圧が影響を及ぼし岩のせん断抵抗力が減少することもあり得ると考えられる。しかしこれについては何らの証拠もないため何ともいえない、ただ貯水地域の沿岸付近で起こる訳のわからない現象、即ちクラックの発生や陥没という現象を説明するには、なお今後の多くの研究を必要とすると思われる。



図一 中央道殿山地すべり対策工事、地すべり安全解析図

第6回地質担当者会議資料

土研資料第803号
昭48.2 (1973)

建設省土木研究所地質研究室

要 旨 第6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まとめたものである。主なものは

1. 白川ダムにおける地質的問題点
2. 国道161号線・西大津バイパス長等トンネルについて
3. ダムの設計業務積等資料（ダムの地質調査）について
4. ダム基礎岩盤グラウンディング計画について
5. 47. 7豪雨による災害の特徴について
6. ダムおよび道路に関連する地すべりについて

郵便はがき

は
十
円
切
手
を
い
は
つ
て
下
さ

113-□□

建設省土木研究所
地質研究室

御中

東京都文京区本駒込
二丁目二十八番三十二号

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第803号

第6回地質担当学会議資料 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印