



72

土木研究所資料

第1051号

第8回

地質担当者會議資料

昭和50年5月

建設省土木研究所
地質研究室

土木研究所資料 第一〇五一号
第八回地質担当者會議資料
昭和五十年五月
建設省土木研究所

ま え が き

地質調査上の問題点の解明あるいは技術的な情報交換および、地質調査方法の統一化、基準化などを目的として、昭和42年に始められた地質担当者会議は今回で第8回になった。第1回会議より会を追って参加者も増加し、北海道開発局、沖縄開発庁からの参加をみて、今回は58名の多きに達した。

これまでの会議では主として、ダム、法面、トンネルなどを中心に検討してきたが、今回の特色は河川砂防技術基準改訂作業における地質調査（とくにダムの地質調査）の原案について活発な討議や意見交換が行なわれたことである。これらの意見は河川砂防技術基準に反映されるであろう。

この他の話題提供として、ダム、道路、トンネル、橋梁、砂防等の工事に伴って行われる数多くの地質調査について、その調査結果は十分役立っているとはいえないという点の指摘があり、その場合の地質調査のあり方や問題点の発言と地質の研究調査の近縁部門の一つである土と基礎の分野から構造物の基礎地盤の調査の仕方や設計に用いる地盤常数の決め方、考え方が示された。

この他、地建からの報告をできる丈この担当者会議にも出してもらうこととし、中国地建から道路の法面に施工される植生工の実態調査の結果の報告があり、中部地建から、高温の地熱地帯を通過せざるを得ないと推定されている安房トンネルの地熱地質調査の結果と見通しについての報告があり、それぞれ他の地建の参加者の関心を集めた。

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50年5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

第8回地質担当者会議議事録	1
日 時	1
場 所	1
出席者	1
開会のあいさつ	3
土木研究所長あいさつ	4
地質調査のあり方について	5
閉会のあいさつ	8
議事および参考資料	
1. 構造物の基礎	9
2. 河川砂防技術基準について	28
質疑応答	28
3. のり面緑化工法の実態について	31
4. 中部地建における2～3の地質上の問題点について	47

第 8 回地質担当者会議議事録

日 時 昭和 5 0 年 2 月 2 7 日
場 所 虎ノ門共済会館
出 席 者

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
本 省	岸 本 貞 男	河川局河川計画課長補佐
	山 住 有 巧	河川局開発課長補佐
国土地理院	細 井 将 右	地理調査部研究員
東北地建	大 木 達 夫	七ヶ宿ダム調査事務所長
	市 川 慧	河川部河川計画課建設専門官
	片 桐 真 次	東北技術事務所材料試験第一係長
北 陸 地 建	舟 田 敏	道路部道路計画課計画係長
	榎 紀 洋	〃 道路計画課
	榎 本 真	企画部建設専門店
	大 島 福 夫	阿賀川工事事務所開発工事課調査係長
中 部 地 建	畑 中 博 文	河川部建設専門官
	横 井 武	河川部河川工事課ダム係長
	田 中 正 人	長島ダム調査事務所調査設計課
近 畿 地 建	多 田 敏 一	河川部河川計画課計画第二係長
	宮 越 秀 一	河川部河川計画課
	桑 山 富 美 雄	〃
	鈴 木 達 彦	滋賀国道工事事務所副所長
	細 谷 千 寿	淀川工事事務所工務第二課長
	山 口 嘉 之	大滝ダム工事事務所調査設計課長
	栗 田 昭 郎	真名川ダム工事事務所ダム第二出張所長
中 国 地 建	山 岸 俊 之	河川部河川計画課長
	福 井 良	道路部道路工事課構造係長
	渡 戸 健 介	江ノ川総合開発調査事務所調査設計課長
	昌 子 宏	〃 設計係長
	山 泉 一 登	〃
	緒 方 陽 三	太田川工事事務所開発調査係長
	河 野 規	中国技術事務所副所長
	森 安 良 二	〃 材料試験第一係長
四 国 地 建	大 松 千 祐	道路部道路計画課調査第一係長

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
九州地建	三 浦 三 郎	河川部建設専門官
	碓 公 男	企画部技術管理課検査係長
北海道開発局	根 岸 正 充	土木試験所地質研究室主任研究員
沖縄開発庁	椎 葉 元 則	北部ダム事務所調査係長
土木研究所	川 上 賢 司	土木研究所長
	川 越 達 雄	" 赤羽支所長
	今 西 誠 也	" 地質官
	吉 村 弘	" 企画部長
	柳 田 力	" 地質化学部長
	坂 田 隆 一	" ダム部長
	岡 本 隆 一	" 地質研究室長
	菅 原 捷	" " 主任研究員
	桑 原 啓 三	" " "
	神 尾 重 雄	" " 研究員
	佐 藤 暁	" 地質研究室
	高 樋 堅 太 郎	" ダム構造研究室研究員
	城 島 誠 之	" フィールドダム研究室長
	北 条 紘 次	" " 主任研究員
	吉 岡 吉 郎	" 砂防研究室長
	板 垣 治	" 地すべり研究室研究員
	安 江 朝 光	" 急傾斜地崩壊研究室長
	古 庄 隆	" トンネル研究室研究員
	中 村 康 夫	" 土質研究室研究員
	駒 田 敬 一	" 基礎研究室長
	山 田 曙	" 新潟試験所
	菅 原 政 一	" 企画課企画調査係長
	千 野 啓 次	" " 企画調査係
	庵 直	" " "
	神 村 隆 也	" " "

開 会 の あ い さ つ

土 研 柳 田 部 長

• これより第8回地質担当者会議を開催いたします。本会議に本省を始めとして全地建、北海道開発局、沖縄開発庁などの地質担当者がお忙しいなかを集つていただきありがとうございます。

• 土木研究所長にも御出席頂き、また、技術参事官も御出席頂くことになっており、有意義な会議にいたしたいと思つております。

あいさつ

土木研究所長 川 上 賢 司

全国より地質専門職および地質に造詣の深い人達が一同に会し、地質担当者会議を開催できることを大変嬉しく思います。

今日、経済の発展、技術の進歩に伴い、土木分野で取扱う技術の分野は多岐に亘り、高度化、専門化しております。そのなかでも、地質関係は最も難かしい基礎的な技術分野で、建設省でも古い歴史と伝統を持っています。しかし地質は土木工学の対象とはなっていないので、建設省の中でも地質専門職の人は少く、また、土木で取扱う領域も広いので、地質にとりくむ土木技術者も少ないのが現状であります。従つて地質は土木に基本的な領域ではあるが、古くて新しい領域なのだと思います。

御存知のように、日本列島は歴史が示すように、大きな地殻変動を受け、変形、変質、分断しています。特に地質構造的にフォッサマグナによつて、東北日本と西南日本に分けられるが、それらは地質的に非常に異なり、さらに西南日本は中央構造線によつて内帯と外帯に分断され、地質は異り、さらに到るところに断層があり、地質は複雑になつています。このような地質条件のところにダム・トンネルなどを建設しなければならず、難しい地質にとりくまなければなりません。

我国の地質に関する技術レベルは高く、国際的ではあるが、今後ますます全国で難しい地質に対処するためにはもつと理学的工学的に追求していかなければならず、土木研究所でも地質官を初め、地質専門職の人達、また土木では、地質に明るいダム部長を初めとして努力しています。一方地建でも地質専門職の人は努力していますが、その数は少なく、土研でも研究以外に現場の技術指導を行つておりますが、十分答えられないのが現状であります。

これだけ広がった技術分野に対処するために、現在の建設省内の技術的な体質の転換を図り、必要な分野に人を配置するとともに、1人1人のポテンシャルを上げるよう努力する必要があります。

ここで皆様をお願いしたいことが2つばかりあります。第1に地質専門職のいない地建は、まず1人を確保し、ダムやトンネルなどが多い所では、2人にしたい、第2に土木の人で地質に関心を持つておられる人は努力して地質のポテンシャルを高めて頂きたい。これらの対策として新規に地質職を採用して、土研でレベルアップして地建に配置する。また逆に地建で採用して土木技術を覚えて、土研で勉強するなど、土研と地建の人事の交流を行なう。さらに土木の人で地質に関心のある人は土研へ勉強に来たり、地建の問題を持つて来て、共同研究をやつて地建のレベルアップを図るなどが考えられます。

地建が地域におけるリーダーシップを取ることを考えていく、それが直轄の使命であり、そのためポテンシャルを高めていく必要があります。本日は地質担当者会議で、お集りの方は地質に関心を持つておられる人達なので、皆様が中心になつて地建のポテンシャルを高めるよう真剣に考え努力することによつて会議の意義が上がると思います。

以上簡単ですが、あいさつにかえさせて頂きます。

地質調査のあり方について（要旨）

今西地質官

建設省では河川、ダム、砂防、下水道、道路、橋梁、建築等の工事に伴ない、必ず地質調査が行なわれ、その費用も莫大なものになつている。地質調査業協会のアンケート結果（回収率80%）によると、年間550億円の受注とのこと、従つて年間600億程度の地質調査が行なわれていることになる。例えば、本四公団では地質調査費として発足以来、土工協委託分、補償関係も含めて、約60億円にものぼつており、その中でもボーリング調査だけで約16億円にもなつている。また弥栄ダムでは予備調査より建設（掘削工事以前）までで、横坑70坑、延4,400m、ボーリング140本、延8,400mの調査を行なつている。以前はあまり地質調査はしていなかつたが、最近ではこのように地質調査に多額の金が使われるようになったが、どれ程調査結果が役立つているか疑問である。

本日午後には河川砂防技術基準の地質調査のあり方について討議することになつているが、他にも道路トンネルの場合は昨年局長通達でトンネル技術基準を出し、その中に地質調査の項目も入つており、技術基準の解説も道路協会で間もなく発刊される運びになつている。また土木学会や大ダム会議では、ダムの地質調査の基準を作成中である。このように技術基準ができて使い方に問題があり、技術基準に従つて調査すべきであるが、技術基準だけでは上手くいかなく、現場、現場でいろいろなやり方を工夫することが必要である。

地質調査は、一般に次のようにして行われる。

1. 資料調査

最初に資料調査を行なう。この調査は現場の概念を得るための調査で、問題点の洗い出しと調査の方向づけを行なう。収集する資料は次のようなものがある。

地形図

地質図（1/20万、1/5万）

近接地工事の工事記録

災害記録

土地利用状況

影響のある既設構造物に関する資料

2. 地形図と空中写真による調査

地形は岩石の硬軟や、風化、断層等の破碎帯により、侵食の差により特徴的な地形をなしており、概括的な地質や崩壊などが解る。さらに現在踏査では解らないような断層、崩壊、地すべり等が解ることがある。

岩石の風化の程度や崩壊を起し易いかどうかについては、土研や国土地理院で研究し、莫然と判つてきたが、まだまだ現場では使われる段階に達していない。

3. 現地踏査

この調査は地質調査でなく、現場を歩いて何らかの情報を得ることである。例えば現場の地形で段違いや平坦地、陥没地などによつて断層や弱線を見つけることができることもある。要する歩いてみて、何かおかしいと思われる所を見出し、そこで調査を進めることが大切である。

以前は現場をよく歩いていたが、最近は忙しいせいかなくなって来ているような気がする。例えば、恵那山トンネルでは地質調査の段階で悪いところはかなり解つていたはずだが、工事段階で予想しなかつたものが出て来た。あとで歩いてみると、明らかに地形的におかしいものがあつた。このようなものは、初めからよく見ていれば、もつと良い調査ができたはずである。現地踏査は地質屋だけでなく、土木の人も歩いて疑問点を出して欲しい。

土地利用の面からもよく見ておけば、ある程度地質状況が把握できる。例えば、水の問題でも、用水池や、湧水などをつかんでいれば、工事の時の問題点もある程度判る。名神高速では調査路線が長く全線にわたつて見ることは困難なので、事務所の人に担当区間全線を歩いてもらつておかしい所や変つた所を見出し、500～1,000m毎にボーリングを行つて概括的に地質を掴んだあと、おかしい所変つた所を精密調査し、なぜそのような地形が出来たのかという原因を考え、工事に問題になるかどうかを判断した。ともかく、地質調査を専門の地質屋だけにまかせるのは良くなく、土木屋も積極的に地質調査に参画した方が良い。

4. 地表地質踏査

ハンマークリノメーターによる調査で、本調査によつて地質図を作成し、プロジェクトに対する問題点を提議する。

5. 物理探査、ボーリング、横坑、トレンチなどによる調査

物理探査は弾性波探査が主で、土木の分野では多く用いられている。しかし、弾性波探査の範囲は一般に狭いものが多く、調査の範囲を広げる必要がある。

ボーリングはコアの回収とともに、各種孔内試験、例えば、物理検層、変形性試験、透水試験を行なう。

試掘坑は直接目で見て、肌で感じる事が大切で、現場の技術者が直接見る事が必要で、見る日数が多いほど得られる情報は多くなる。

調査上の問題点

1. 地質調査が地質技術者に任せすぎている。

地質屋が少なく、調査はコンサルタントに任せきりで、コンサルタントに発注し、レポートを受け取るだけになつており、現場の技術者がどれほど理解しているか、工事と対応した問題点を掴んでいるか疑問である。特に、現場で地質の悪さに対する認識が足りないことが多い。すなわち、地質が悪いといつても、全部が悪いのか、一部が悪いのか、悪さに対する対処の仕方は調査を進めて悪い所を避けるか、設計でカバーするか、といったようなことに対する認識が必要である。

2. 多くの調査を行なうと、個々の調査はバラバラに行なわれるため、お互に矛盾するデータが

出てくることがある。従つて個々のデータだけを理解して判断するとそのデータが個々のデータなのか全体を代表するものかの理解がないために間違つた判断をすることがある。従つてこのような場合は総合解析をやつて、総合的に判断することが大切で、ダム調査の場合などには多くの場合総合解析が行なわれている。また、模型を作成するのも情報の整理のうゑで役立ち、問題点の整理と問題点の大きさの把握ができる。

3. 調査目的が明確でなく、機械的に調査が行なわれていることがある。

各種の技術基準が作成されているが、その技術基準にはいろいろな調査法が書いてある。地質調査法には種々あるけれども各調査法は良い点と悪い点があり、それを十分把握したうえで、調査の段階や調査の精度に合わせて取捨選択すべきである。

4. 上記に関連し、情報過多になつていることがある。

無目的に調査が行なわれているために、データだけがあつて総合解析が不足することが多い。総合解析を行なつて情報の取捨選択を行なう必要がある。

飯田部長のコメント（要旨）

地質官よりお話のあつたことは全く同感である。我々の仕事はコンサルタントにまかせきりで責任を持つて見ることは少なくなつてきている。ダム関係では、ダム工事が終つてみて見ると、調査の段階で落ちがなかつたか、全般的な調査が行なわれたかなど反省する必要がある。最近忙しくて、調査は他人まかせになつていることが多いが、自分の行つたことも必ず落ちがあるので、再三再四見返してそれをホローする必要がある。

コンサルタントに仕事を頼むと通り一遍の報告になつていることが多い。例えば、岩盤試験でもバラツいたデータを統計処理しているだけであるが、そのバラツキの生じた理由を考えなければならぬ。

ダムの地質は最近悪くなつてきており、自分で見、考えていかないと、技術は進歩しないし、設計にも反映されない。地質官の話は極めて同感で、仕事は忙しいが、重要な所は自分でやつていくことが重要である。

閉会のあいさつ

土研 吉村企画部長

本日は1日熱心に討議され大変嬉しく思っております。地質担当者会議は今回で第8回となり、ますます有意義なものとなつていきます。

建設省の仕事も総需要抑制で停滞しているようであるが、大きな目でみると年々進展し、特に地質関係の仕事は年々増えています。河川でも道路もそうであるが、特にダムは地質の悪い所しか残つていず、年々地質にかかる比重は大きくなつていきます。海岸関係でも海洋構造物が計画され、地質でも未知の分野に取りくまなければならず、土研でも海底掘削機を試作しているが、ロータリーフオイルサンプラーのような画期的な機械では是非日の目を見るようにしたいと思っております。

道路でも環境面などから山に追い込まれ、地質の悪い所に長大トンネルを計画せざるを得ず、地質を担当する人は忙しく、地質がむずかしくなっている割には人も増えないので、地質官を中心にして地質のことを大いに勉強して貰いたい。それにしても人のコミュニケーションは大切なので、本会議を今後とも大切にしたい。

最後に健康に十分留意して仕事に励んで頂きたいと思います。

以上をもちまして第8回地質担当者会議を終了いたします。

構 造 物 の 基 礎

建 設 省 土 木 研 究 所

基 礎 研 究 室 駒 田 敬 一

構 造 物 の 基 礎

1 地盤条件

(1) 地盤条件は設計者が決めるもの

構造物を設計する際に、まず設計条件を設定する必要があるが、基礎構造は上部構造に比べて、設計条件の一つとして地盤条件が関係する点で異なる。もちろん上部構造といえども、地盤沈下等の影響は形式選定、構造解析に関係するが、これは支点の条件として関係するのであって、直接に地盤条件としてではない。基礎工学の特徴は、基礎の設計において地盤条件がきわめて重要な役割をはたし、設計者はこの地盤条件を地盤調査の結果に基づいて、自らの手によって決めなければならない点にあるといつてよい。

表-1 材料の力学的特性の概略値

材 料	特 性	強 度 特 性		変 形 特 性	
		一 軸 強 さ (kg/cm ²)	A ≡ 最大値 最小値	弾 性 係 数 (kg/cm ²) (変形係数)	B ≡ 最大値 最小値
鋼		3400~15000	4~5	2.1×10^6	1
コンクリート		150~700	4~5	1.5×10^5 ~ 5.0×10^5	3~4
地 盤	粘 土	0.1~10	100	5~500	100
	砂 質 土	粘 着 力 $c=0.02 \sim 0.6$ 内部摩擦角 $20 \sim 30$	30	300~3000	10
	軟 岩	10~100	10	500~5000	10

しかしながら、地盤を構成する材料は、軟弱地盤から岩まで広い範囲にわたり、鋼やコンクリートなどの構造材料に比較して、その力学的性質の広がり、幅が圧倒的に大きい。例として表-1に各種材料の強度特性と変形特性の大略の値を示すが、基礎の設計者が対象とする地盤の力学的数値の代表値として、このような広がりの中からどの

値を設定するかによって基礎構造の寸法等が左右されることとなり、その影響は大きい。

基礎の設計に関係する地盤条件としては、地盤の支持力、杭の支持力、杭の周面摩擦力、地盤反力係数、土圧、地盤沈下の有無、地盤の流動化等が考えられるが、これらの条件を決定するためには、地盤調査結果を単に公式類に当てはめるのではなく、既往の資料、設計者の経験等を有効に活用し、総合的に判断する必要がある。対象とする地盤、または類似の地盤における現場載荷試験、現場測定の結果等が得られればこれを十分に利用する必要がある。また近くに既存の構造物があれば、その構造物の状態、基礎の形式、寸法、設計条件等を十分に参考にすることが望ましい。大規模な工事では、試験工事、載荷試験等を行なって、地盤条件を直接求めることが行なわれているが、一般の場合には、必ずしもそうはいかず、地盤条件は上に述べた調査結果や資料に基づいて、技術者の判断によって決められる。しかしこのようにして得られた地盤条件であっても、これは構造物を設計するための最初の試行行為の表現にすぎず、最終的な設計結果を総合的に判断して、もし設計結果に常識に反する不都合があれば、もう一度地盤条件の再検討にまで、設計をフィードバックすることが必要である。一般には、なかなかこのようには行なわれず、設計が一本道で完了してしまう場合が多いように思われる。

最近、構造物の自動設計が行なわれるが、例えば地盤の支持力については、 N 値なり c 、 ϕ の適用によるいくつかの公式の平均値とか最小値とかでプログラムに組込まれていることがある。しかし地盤の

問題をこのように機械的に扱かうのは技術的でないと考える。昭和48年建設省土木研究所で作成したケーソン基礎の自動設計プログラムでは、直接に地盤支持力や地盤反力係数等でインプットし、設計者が事前に地盤条件を検討し決める方式をとっている。この場合、設計者は、上部構造の規模、機能、重要度等を踏まえて地盤条件を総合的に判断することとなる。N値等により機械的に扱かうのでは、設計施工を含めて構造物全体を見通した技術的判断の入る余地が全くなってしまふ。構造計算や応力解析は花やかであるが、地盤条件に無関心では、折角の計算が死んでしまふ。設計者自身が地盤条件に深い認識をもつ必要がある所以である。

(2) 杭の鉛直支持力

杭が支持力を発揮する機構は複雑で、まだ解明されていないが、実用上は杭の極限支持力は、先端支持力と周面摩擦力の和として計算される。わが国では、砂層における深い基礎の支持力理論に基づき、N値から杭の支持力を求める次のMeyerhofの式が広く紹介されている。

$$R_u = 40 N A_p + \frac{1}{5} \bar{N}_s A_s + \frac{1}{2} \bar{N}_c A_c \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに

- R_u : 杭の極限支持力(t)
- N : 杭先端地盤のN値
- A_p : 杭先端面積(m²)
- $\bar{N}_s$: 杭先端までの砂層のN値の平均値
- A_s : 杭先端までの砂層と接する杭の周面積(m²)
- $\bar{N}_c$: 杭先端までの粘性土層のN値の平均値
- A_c : 杭先端までの粘性土層と接する杭の周面積(m²)

現状では、土質試験結果から杭の支持力を正確に推定することができないので、必要に応じてしばしば載荷試験が行なわれる。一口に杭といっても、鋼管ぐい、コンクリート杭、場所打ぐい等があり、径の大小、施工法の差異等も関係するので、支持力の推定は非常にむづかしい課題である。建設省土木研究所では、大小の径の杭の支持力に関する約220例の載荷試験の結果を解析し、杭の先端支持力および周面摩擦力について大略次のような結果を得た。鋼管杭の閉塞効果は、径60cm

程度まではよく発揮され、Meyerhofの式は比較的合うと考えてよい。しかし杭径がそれ以上になると、相対的な根入れ長さの不足から先端部の閉塞効果が十分に発揮されず支持力が落ちることがわかった。とくに径1m以上の大径杭ではこの傾向が著しい。

表-2は、上記の載荷試験の結果を解析して得た杭の周面摩擦力と先端支持力の値である。図-1は、鋼管杭の先

表-2 杭の周面摩擦力と先端支持力

区分	周 面 支 持 力	先 端 支 持 力
鋼管杭	・砂質土 $\tau = N/5 \text{ t/m}^2$ ($\tau \leq 10 \text{ t/m}^2$) ・粘性土 $\tau = C$ または $N/2 \text{ t/m}^2$ ($\tau \leq 10 \text{ t/m}^2$)	・ $40 \cdot N \cdot A$ ($N \leq 40$) ・根入れ効果 ・先端閉塞効果
場所打杭	・砂質土 $\tau = N/2 \text{ t/m}^2$ ($\tau \leq 10 \text{ t/m}^2$) ・粘性土 $\tau = C/2$ または $N/2 \text{ t/m}^2$ ($\tau \leq 5 \text{ t/m}^2$)	・ $40 \cdot N \cdot A$ (砂 $N \leq 40$) (砂礫 $N = 40$) ・根入れ効果
PC杭	・砂質土 $\tau = N/5 \text{ t/m}^2$ ($\tau \leq 10 \text{ t/m}^2$) ・粘性土 $\tau = C$ または N ($\tau = 10 \text{ t/m}^2$)	・ $40 \cdot N \cdot A$ ($N \leq 40$) ・根入れ効果

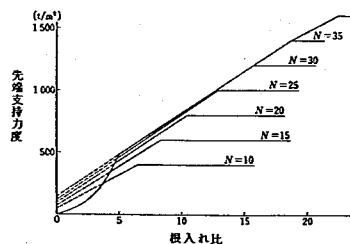


図-1 鋼管杭の先端支持力を求める図

端支持力を求める図で、支持力は杭の支持層への貫入の度合（根入れ比＝貫入量／杭径）で表わされている。 N 値に応じて根入れ比が十分大きい場合には、先端支持力度としては $40N$ が発揮されるが、根入れ比が小さい場合には、図中の曲線部および勾配部で示される支持力度になる。この場合曲線部は鋼管杭内部の土の抵抗から決まる支持力度であり、勾配部および水平部は地盤の支持力度から決まる値であるが、いずれか弱い方に支配されることになる。また周面摩擦力については、既成杭と場所打杭では若干異なり、既成杭は砂質土では上記の Meyerhof の値と変わらないが、粘性土では $\tau = \frac{1}{2}N_c$ が $\tau = N_c$ までとれ、また場所打ぐいでは、粘性土で既成杭の値の $\frac{1}{2}$ の $\tau = \frac{1}{2}N_c$ 、砂質土では逆に $\tau = \frac{1}{5}N_s$ が $\tau = \frac{1}{2}N_s$ まで大きくとれることがわ

かった。これらの図表は、現在改訂中の「道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計篇」において提案しようとしてされているものである。図-2 は、この提案式に基づいて、載荷試験結果との関係求めたものであるが、倍、半分程度のバラツキは避けられないと思われる。

杭は種別および施工法の差によって、支持力が全く異なる。大径 PC 杭は、無騒音無振動工法とも関係して、中掘工法がとられることが多いが、土木学会の指針（案）では、先端支持力を発揮させるためには 500 回以上打撃することとしており、それ以外の場合には地盤の支持力を十分発揮させない状態で杭を使用することとなる。PC 杭の打撃しない工法には、底打コンクリート工法、先端グラウト工法等があり、人為的に杭先端の閉塞を計る工法であるが、孔底のスライム処理等の施工上の問題があるので、所定の支持力が発揮されるまでに地盤によってはかなり沈下があるとしている。このような工法は、先端支持力では場所打杭とほぼ同程度に考えられている。場所打ぐいの支持力については、すでに多くの議論がなされているが、施工上の不確定要素を見込んで、最大値を押える方法が一般にとられている（図-3、表-3）。

鋼管杭は、曲げ剛性の大きい大径のものが多く用いられるようになり、先端閉塞の問題がクローズ・アップされてきたが、いくつかの理論式が存在にかかわらず、まだ不明確な点が多い。土木研究所では、径 1,000 mm 以上の鋼管ぐいの載荷試験例を 20 例収集したが、当面は図-1 の図を基本にし、類似の載

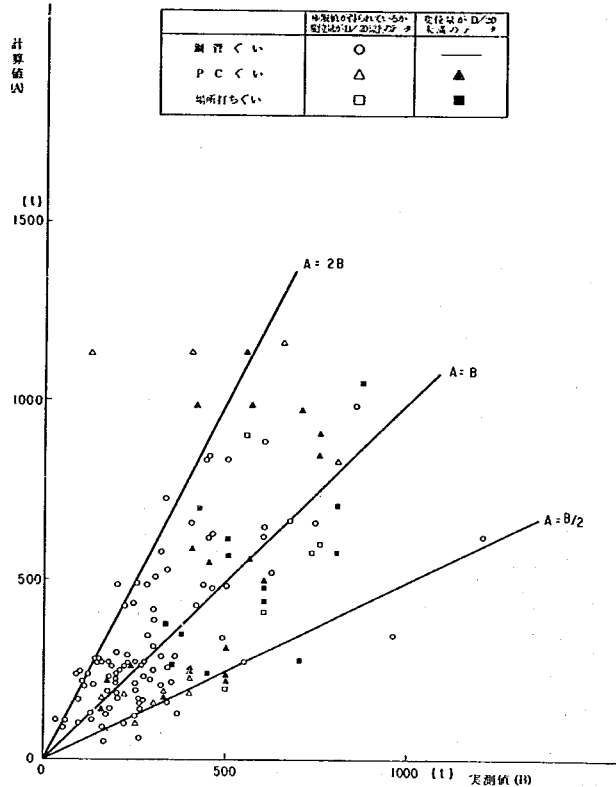


図-2 提案式による杭の極限支持力計算値と実測値の比較（土木研究所）

荷試験結果を参考にし支持力を決めるのが適切であると考え。日本道路協会では、一般の利用に供するために、代表的な地盤ごとに分類した各種の杭の載荷試験記録集の出版を考えている。

(2) 地盤の支持力

地盤の支持力は、一般に Terzaghi 系の支持力公式で求められるが、比較的一様な地盤であっても地盤の支持力はよくわからないものである。最近、特に、傾斜した地盤、支持層の薄い地盤などが話題となっている。また軟岩や砂礫層は通常の土木構造物の基礎地盤として申し分はないが、本州四国連絡橋のような長大吊橋においては、このような地盤でも支持力は問題となり、そのせん断特性、変形特性を調査する必要がある。本州四国連絡橋の調査以来このような研究が行なわれるようになった。

地盤の支持力は、 c と φ を与えれば、支持力公式によって求められるが、一般の支持力公式は中心鉛直荷重に対するものだから、地震の影響を考えればすんなり適用できる場合の方が少ないと思われる。特に直接基礎のような浅い基礎では

然りであり、わが国の代表的な技術基準では荷重の偏心傾斜の影響を考慮することとしている。ケーソン基礎についても厳密に言えば、基礎底面に生じるせん断力のために偏心傾斜荷重になるが、傾斜の影響を考慮しない方法（道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇）もある。

直接基礎の偏心傾斜荷重に対する支持力の算定は、それぞれの技術基準に詳しいので述べないが、偏心傾斜を考慮した支持力の研究につづいて、斜面上の直接基礎の支持力の研究が行なわれるようになった。日本道路公団の委託で高速道路調査会が行なった研究は大略次の通りである。すなわち支持力公式を求める一般の手法にしたがって、自重を無視した塑性解と自重の影響との和で支持力を表現し、それぞれ支持力係数の計算図表を提案している。偏心荷重については、荷重の偏心量の2倍を基礎幅から減じた有効荷重幅 ($B' = B - 2e$) の考えによるほか、安全率、形状係数等についても道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計篇に準じている。すなわち、斜面上の基礎地盤の極限支持力は次式により求められる。

$$q_d^* = \frac{q_{d\beta=0} - q_{d\beta=\beta_0}}{\gamma_{\beta=0}} \cdot \frac{b}{B'} + q_{d\beta=\beta_0} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$q_{d\beta} = \alpha' c N_c + \frac{1}{2} \gamma \beta' B N_r$$

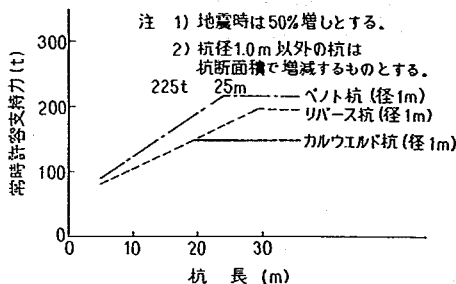


図-3 場所打杭の支持力（首都高速道路公団）

表-3 先端支持力度と周面摩擦力度の推定表*
(単位: t/m^2)

常時の設計用 先端支持力度 q_p	砂れき層 ¹⁾	$N \geq 50$	250
		$50 > N \geq 40$	175
		$40 > N \geq 30$	100
	砂層 ¹⁾	$N \geq 30$	100
常時の設計用 周面摩擦力度 q_s	硬質粘性土層		
	q_u ²⁾		
備 考	0.2N ただし 最大 $4 \text{ t}/\text{m}^2$ とする		
	1) 砂れき層と砂層の区分は綿密な土質調査結果にもとづいて慎重に行なうのがよい。また、れきまじり砂層とみなすのが望ましい。		
	2) 硬質粘性土層について「ケーソン基礎の設計篇」に準じて支持力度を定めた。ここに、 q_u は一軸圧縮強度 (t/m^2)、 N は実測 N 値を示す。		

*: ただし、道路橋下部構造設計指針・場所打ちの設計施工篇の巻末参考資料による。表-2で示した周面摩擦と合わないが、表-2に統一される予定である。

ここに、 q_d ：荷重の偏心傾斜および天端余裕幅を考えた斜面上基礎地盤の極限支持力度 (t/m^2)

$q_{d\beta}$ ：荷重の偏心傾斜を考えた斜面上の基礎地盤の極限支持力度 (t/m^2)
($\beta=0$ のとき $q_{d\beta=0}$, $\beta=\beta_0$ のとき $q_{d\beta=\beta_0}$)

α', β' ：基礎の形状係数

c ：地盤の粘着力 (t/m^2)

r ：支持地盤の単位体積重量 (t/m^3)

N_c, N_r ：荷重傾斜を考慮した支持力係数
地盤の内部マサツ角 (ϕ), 荷重の傾斜 (α), 斜面傾斜角 (β) より求まる。

$q_{d\beta=0}$ ：水平地盤における極限支持力度 (t/m^2)

$q_{d\beta=\beta_0}$ ：荷重端が法肩にある状態 ($b=0$) での極限支持力度 (t/m^2)

β_0 ：斜面傾斜角

b ：天端余裕幅 (m)

B' ：有効載荷幅 (m)

$r_{\beta=0}$ ：水平地盤の場合の荷重端とすべり面縁端との距離と載荷幅との比
内部マサツ角 (ϕ) より求まる。

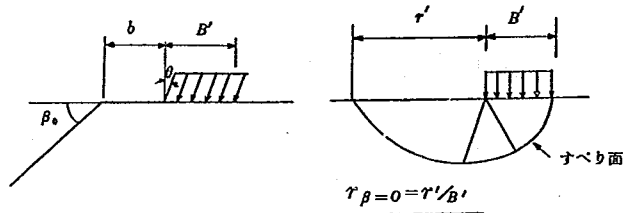


図-4 斜面上の支持力

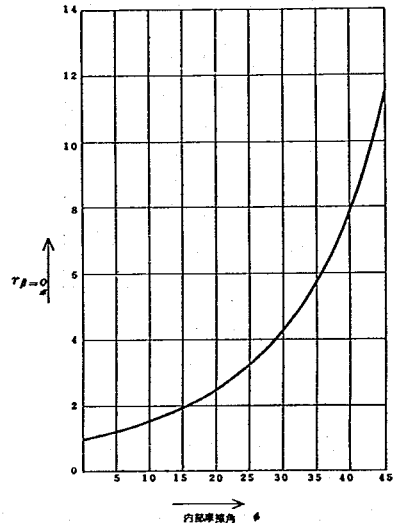


図-5 $r_{\beta=0}$ の値を求めるグラフ

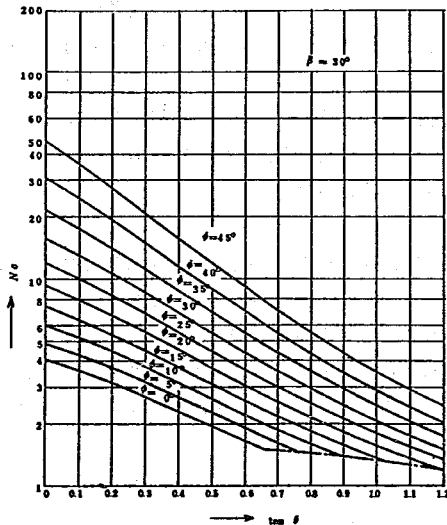


図-6 (1) 支持力係数 N_c を求めるグラフの例

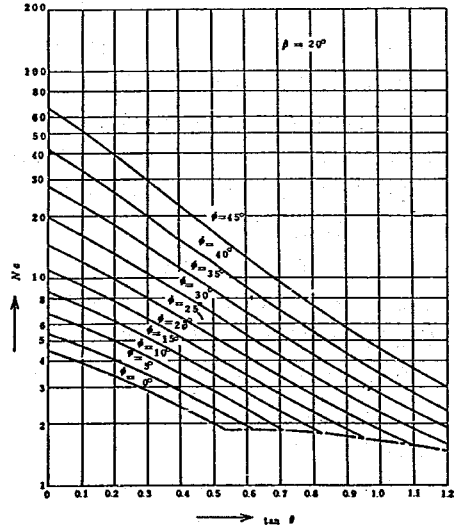


図-6 (2) 支持力係数 N_c を求めるグラフの例

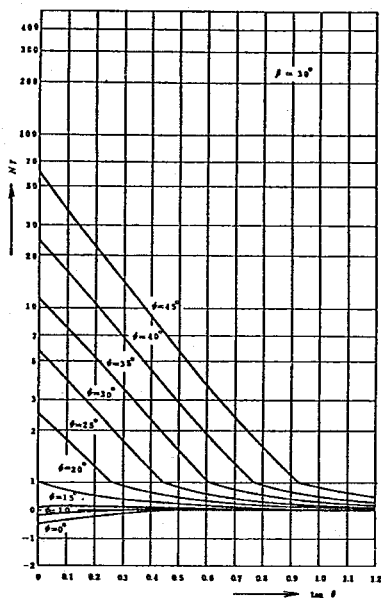


図-7 (1) 支持力係数 (N_r) を求めるグラフ

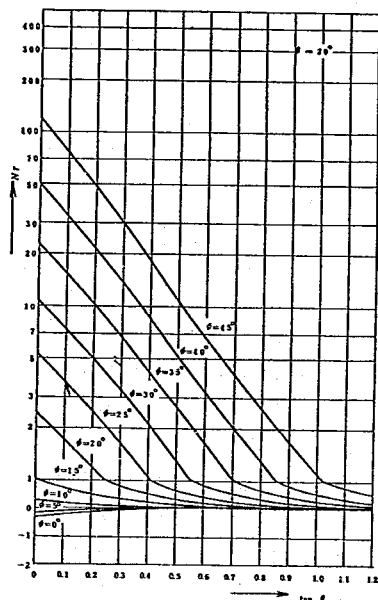


図-7 (2) 支持力係数 (N_r) を求めるグラフ

支持力公式は、地盤が比較的均一な場合に用いるのが適当であり、傾斜地盤において著しい割目や弱線が斜面方向に発達している場合には、予想されるすべり破壊はこの面に沿って生じると思われるので、この面に沿う安定計算を行なう必要がある。土圧、斜面安定、支持力を含む土の安定問題は、限界のすべり状態をさがすことに尽きるのであって、それぞれ直線、円弧、対数らせんのすべり面を仮定するかまたは理論的帰結としてそうなるのは、安定問題としての特質上の差に基づく習慣上の差にすぎない。したがって、支持力の算定に支持力公式を使わなければならないということではなく、問題の原点に立ち返って考える必要がある。斜面上の支持力の算定の場合には、特に地層の構成などをマクロ的に握んで安定問題として考えた方がよい場合も多い。

構造物の寸法が支持層の厚さに比して大きい場合も、支持力公式をすんなりと使うことはできない。支持に対する安定は、支持層を介して底面からの作用力の分布を考え、下層の粘土層の支持力で検討する方法が一般にとられるが、この場合もマクロ的な地盤の調査が要求される。

(3) 地盤の流動化

振動を受ける砂が、加速度に応じて流動化する現象は以前より室内実験により知られており、また、地震時の被害調査結果からも、地震時に流動化する砂質土層の存在が知られていたが、このような現象が最も劇的な形でわれわれの意識の前に出現したのは1964年の新潟地震においてであった。

砂の地震時の流動化現象は、一般に次のように説明される。すなわち、飽和したゆるい砂層が地震動を受けるとき、土粒子が互いにゆり込められて、土粒子間の間げき水圧が順次上昇することにより有効応力の減少をひき起し、砂層がせん断強度を大幅に失うことをいう。

新潟地震では、砂層の流動化により建設まもない昭和大桥が落橋したが、この経験にかんがみ、砂層の流動化に関する多くの研究が行なわれた。「道路橋耐震設計指針」では、地盤の流動化の判定基準と

して「流動化する砂質土層」の規定を設け、これに該当する地盤は耐震設計上支持力を無視する土層として取扱うこととしている。すなわち、規定の骨子は、深さ10m以内の飽和砂質土層で、 N 値が10以下、均等係数が6以下、かつ20%粒径 D_{20} が0.04~0.5mmの区間のものを流動化するとし、また D_{20} が、0.004~0.04mmまたは0.5~1.2mmの範囲の場合は注意を要することとしている。流動化に関する研究はまだ歴史が浅く、流動化の予測は複雑な地震現象のためもあり難しい。既往の資料がある場合にはこれを参照すべきである。流動化しやすい砂層の地盤図作成作業も土木研究所で開始したので、いずれその成案が提案されるであろう。

(4) 地盤反力係数

基礎構造の変位と応力解析あるいは振動解析のために、基礎構造がバネに支えられた力学モデルがしばしば用いられる。バネに当るのが地盤反力係数(K : kg/cm²)であるが、土質調査の結果からこれをいかにして推定するかが問題である。

土木研究所では、横方向地盤反力係数の性質を実験的に求めるため、径30, 60, 90, 120cmの円形による水平載荷試験を行ない、径30cmの載荷板に対する K_H を K_{30} とし、他の径に対する値を K_{30} との比で表わすと、図-8が得られた。これは、 K_H は地盤の深さにほとんどかわりなく、載荷幅の $3/4$

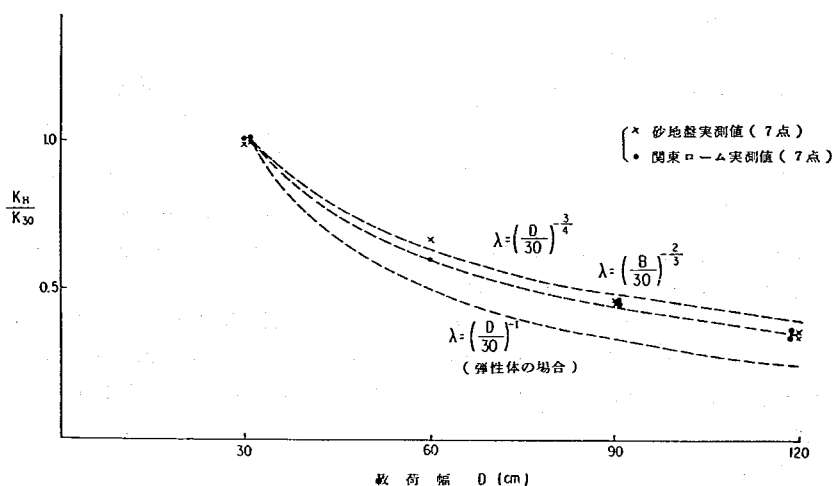


図-8 載荷幅と地盤反力係数(K 値)

乗に反比例することを示している。すなわち、次式となる。

$$\frac{K_H}{K_{30}} = \left(\frac{D}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇では基本的にはこの関係を用いて地盤反力係数を求めることとしている。すなわち、次の通りである。

(a) 鉛直方向の地盤反力係数

$$K_V = 12.8 \cdot K_{V0} \cdot B_V^{-3/4}$$

ここに、 K_V : 鉛直方向の地盤反力係数(kg/cm²)、 K_{V0} : 直径30cmの剛体板による平板載荷試験の

値に相当する鉛直方向の地盤反力係数で $K_{vo} = (1/30) \alpha E_0$ により求める。 B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) で $B_v = \sqrt{A_v}$ により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。 E_0 : 表-4に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm^2)、 α : 常時、地震時に用いる係数で表-4による、 A_v : 基礎の底面積 (cm^2)。

基礎地盤が砂地盤で、深さ方向に密度が増大すると予想される場合には次式により割増し分を推定もよい。

$$E_0 - \bar{E}_0 \cdot \frac{30}{B_v} \left(\frac{B_v + 30}{60} \right)^2$$

ここに、 E_0 : 換算変形係数 (kg/cm^2)、 B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm)、 $\bar{E}_0$: 地盤調査結果より求めた変形係数 (kg/cm^2)

(b) 横方向の地盤反力係数

$$K_H = 12.8 K_{HO} B_H^{-3/4}$$

ここに、 K_H : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^2)、 K_{HO} : 直径 30cm の剛体板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^2) で、側面の分担分 20% を見込んで次式で求められる。

$$K_{HO} = 0.040 \cdot d \cdot E_0$$

B_H : 基礎の換算載荷幅 (cm) で、 $B_H = \sqrt{A_H}$ により求める。 E_0 : 表-4に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm^2)、杭の設計に用いる横方向地盤反力係数は、約 150 例の杭の水平載荷試験結果に基づく弾性床上の梁の理論からの逆算値と上記ケーソンに用いる横方向の地盤反力係数による値の比較により、ケーソンの値の 1/2 とするのが妥当であることが、土木研究所で確かめられている。

(5) 負の周面摩擦力

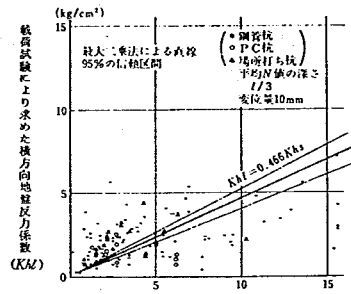
一般に杭に作用する上部構造からの荷重は、杭の周面摩擦力と先端支持力で支持されるが、杭が圧密沈下を生じつつある軟弱地盤に根入れされている場合、杭は地盤との間に相対的なずれを引き起こし、杭は逆に周面地盤から下向きの押込み力を受ける。これが、負の周面摩擦力 (Negative skin friction) である。

負の周面摩擦力は、要するに根入れ層の沈下によって生じる現象であるから、埋立地、盛土、支持層から地下水を汲み上げる場合などに一般的に見られる。地盤沈下が生じているところでも、支持層以下の地盤深部が沈下する場合には関係はない。

負の周面摩擦力は、杭の施工後、上部構造からの荷重以外の余分の負担を杭に加えるので、杭の断面力の不足、杭の過大な沈下、不等沈下に基づく杭頭部の破壊、最悪の場合には上部構造の破壊をもたらす。したがって杭の根入れ層の沈下が予想される箇所では、負の周面摩擦力に対する検討を加えておく必要がある。

表-4 土質試験結果と変形係数

次の試験方法による変形係数 (kg/cm^2)	α	
	常時	地震時
直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から式 (3.1) により求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28 N$ で推定した変形係数	1	2



計算により求めた横方向地盤反力係数 (K_{H2})

図-9 横方向地盤反力係数の関係

負の周面摩擦力の生じる杭では、力のつり合いから、周面摩擦力が負から正に変わる点が存在する。これが中立点と呼ばれるもので、一般には杭長の0.7～0.8の深度にあるといわれており、土質工学会が行なった実物大の試験では0.73～0.78の位置に分布した。また、負の周面摩擦力の大きさとしては、いくつかの現場試験の結果、杭周辺地盤の $q_u/2$ が発揮されることが確認されている。盛土等により地盤改良効果が生じる場合、当初の $q_u/2$ 以上の値になることは当然である。

杭の支持力と負の周面摩擦力とは相互に依存関係にあって、負の周面摩擦力は杭が完全支持杭であるほど大きく、逆に、杭が不完全支持杭で沈下し易い場合には小さい。負の周面摩擦力の発生原因が杭と地盤との間の相対的なずれであることを考えれば、このことは明らかである。したがって、負の周面摩擦力に対処する方法は、上部構造の規模、機能、重要度などによって変わりうるもので、基礎の設計の基本方針にかかわることである。上部構造、周辺地盤との関連を考えて柔軟に対処することが必要である。例えば、橋台では盛土荷重による沈下によって基礎杭には負の周面摩擦力が作用することとなるが、完全支持杭を採用すれば裏込めの沈下により大きな段差がつくが、橋台がある程度沈下する構造であれば、路面の平滑の確保の点からも望ましい。しかし、これについては、耐震設計との関係も含めて今後研究すべき課題であると考えている。また、上部構造の寸法が大きく、負の周面摩擦力に基づく不等沈下を避けたい場合、完全支持杭にして、負の周面摩擦力に耐える構造とするか、負の周面摩擦力を軽減する工法をとるかのいずれかである。後者の場合は、杭周面に摩擦減小効果を有する材料を塗布するか、または群杭の場合には外周を構成する杭のみに大きな負の周面摩擦が作用するので、本杭の外側に捨て杭を施工するかの方法が考えられる。

負の周面摩擦力は土質力学的には興味深いテーマであるが、構造物の設計においてのこれの取扱い、設計の基本方針とも関係して、実務的に処理できる場合も多いのではないかと考えている。

2 新しい基礎工法の傾向

(1) 一般

構造物の大型化および多様化にしたがって、基礎構造も大型化と多様化の一途をたどっている。またいままでは施工が考えられなかった地点にも、構造物が施工されることとなり、新しい技術の開発をうながした。表-5は、基礎工年表(昭和20年～)であるが、この間の進歩の速度には驚きを禁じ得ない。

この10年間の基礎工の推移をたどれば、大略次のようにいえると考えられる。

(a) 材料面での多様化

大径の鋼管杭の使用が多くなった。RC杭にかわってPC杭が登場し、一般化した。なかでも無騒音無振動工法と相俟って大径PC杭、PCウエルが広く使用されるようになった。

(b) 無騒音無振動工法の一般化

無騒音無振動工法としての場所打杭が、広く用いられたのはこの10年以内である。一部の大都市では昭和30年代の前半あるいは中ごろより使用されていたが、まだ一般的ではなかった。昭和43年12月より施行された騒音規制法の制定は一つのインパクトであった。大径PC杭等の既成杭も無騒音無振動工法を意識して開発された。これらの結果基礎工法は非常に多様なものとなった。

(c) 本州四国連絡橋を頂点とする長大橋、海峡連絡橋の建設

天草五橋、関門橋、港大橋、広島大橋、早瀬大橋、黒の瀬戸、大島大橋などの施工および完成が相ついで。本州四国連絡橋の工事が着工態勢に入った。

(d) 矢板式基礎工法、多柱式基礎工法、ベル型基礎工法など新工法の開発使用

(e) 本州四国連絡橋調査を契機とする地盤調査法，基礎設計法，耐震設計法，工法研究の飛躍的進歩がみられ，基礎工学の内容が一段と充実した。

表-5 基礎工年表(昭和20年～)

年	記 事
昭和20年	第2次世界大戦終わる。戦災復興事業始まる。
26年	ニューマチックケーソン工法の1つとして大豊式ケーソン誕生
27年	建築基礎構造設計規程・同解説初版刊行
28年	塩釜港にて鋼杭が初めて使用される。
29年	日本国有鉄道がフランス・ベント社よりベント機を輸入ディーゼルハンマーの国産化に成功(神戸製鋼所)
30年	木材資源利用合理化方策閣議決定 RC杭のJIS規格 JIS A 5310 制定
31年	コンクリートボールパイル協会設立
33年	長大橋の大型基礎の先達として若戸大橋鋼製曳行ケーソンが施工される。
35年	無騒音工法の1つとしてアメリカ・カルウェルド社より掘削機輸入される。
37年	日本国有鉄道が西ドイツ・ザルツギッター社からリバース機を輸入 JIS A 7201 杭打ち作業標準制定 PC杭の生産開始，首都高速1号線で使用される。
38年	鋼管杭，鋼H杭のJIS規格 JIS A 5525，5526 制定
39年	道路橋下部構造設計指針・杭基礎の設計編刊行 新潟地震，昭和大桥の落橋 天草5橋での海中基礎の施工
41年	建設省土木研究所に基礎研究室新設
42年	土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会より報告書出される。 公害対策基本法の制定
43年	PC杭のJIS規格 JIS A 5335，5336 制定 道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計編刊行
44年	本州四国連絡橋調査で大水探検所での海中鉄橋の掘付け
45年	道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計編刊行 PC杭のJIS規格の全面改定，モーメント杭の規定が整備される。 関門吊橋の基礎工の完成 本州四国連絡橋公団の誕生
46年	鋼管杭，鋼H杭のJISの全面改定，継手構造，ミリラウンドサイズの規定がはい る。 矢板式基礎で石狩川河口橋の基礎建設される。 南港連絡橋の大型ニューマチックケーソン基礎の施工。 鋼管杭協会の発足 広島大橋での2,000トンクレーン船を使用時のプレキャストウェルの施工
47年	鹿児島県久根に黒ノ瀬石大橋下部工完成，設置式鋼ケーソン工法での第1号 (日本道路公団) ベルトタイプ基礎として大黒早瀬連絡橋の下部工が着工(横浜港務局) 道路橋下部構造設計指針・場所打ち杭施工編刊行 大口径PC杭設計・施工指針刊行(土木学会)
48年	多柱式基礎として大島架橋本工事始まる(日本道路公団) 本州四国連絡橋，本工事着工時期に入る(本州四国連絡橋公団)

(2) 矢板式基礎工法

矢板式基礎は，昭和40年ごろより溶鉱炉の基礎にはじめて用いられ，溶鉱炉のほか岸壁，橋梁基礎などに今までに50数例の実施例がある。橋梁基礎に関しては，昭和44年ごろより石狩川河口橋(北海道開発局)，小見川橋(千葉県)，千本松橋(大阪市)などに相ついで用いられるところとなった。

矢板式基礎は，H型钢矢板または鋼管矢板を円形，小判形，矩形などの閉塞形状に打ち込み，頭部の剛結処理，継手処理により，矢板全体を一体化した構造である。この工法の開発研究は，いくつかの製鉄メーカーの手によって行なわれてきたが，製鉄メーカーは昭和44年には，建設省より建設技術研究

補助金の交付をうけ、「矢板式基礎の施工性と構造特性に関する研究」を行なった。昭和47年1月に
出された「矢板式基礎の設計施工指針」は、この研究の成果である。

この指針に導かれて、現在までに矢板式基礎は橋梁のみで23橋(47基)の施工実績を有し、今後広
く一般に用いられる傾向にある。このような事情に鑑み、建設省は、総合プロジェクト研究の一つであ
る「新耐震設計法の開発」に関する研究の一環として、昭和48年度より3ヶ年計画で矢板式基礎の構
造特性の研究を行なっている。矢板式基礎の特徴は、杭を素材としているため、機械化施工、急速施工
にすぐれ、ケーソンのようなコンパクトな断面形状を有するため、耐震設計上もきわめて有利な形式で
あると考えられる。また、この工法は、仮締切兼用工法としても施工できるなどの特徴を有している。
今回の3ヶ年計画の終了時には、更に一般化した矢板式基礎の設計施工基準を、建設省の基準として制
定するよう計画されている。

表-6は矢板式基礎の施工例の一部を示す。

(a) 曲げ剛性

矢板式基礎の水平抵抗の計算は、弾性床土のハリの理論に基づいて行なわれる。この際、基礎の曲
げ剛性は次式により便宜的に求められる。

$$EI = E \sum_{i=1}^{n_1} I_i + \mu \sum_{i=1}^{n_1} A_i y_i^2$$

ここに、

E : 矢板の弾性係数 [kg/cm²]

I : 矢板式基礎の断面2次モーメント (cm⁴)

I_i : i 番目の矢板の断面2次モーメント (cm⁴)

n_1 : 矢板の本数

A_i : i 番目の矢板の断面積

y_i : i 番目の矢板の矢板式基礎中心軸よりの距離 (cm)

μ : 矢板式基礎の合成効率 (0 ~ 1.0)

1.0

表-6 矢板式基礎の代表的な施工例

名 称	施 主	タイプ (14-1参照)	基礎断面寸法 d または $b_1 \times b_2$ (mm)	鋼管矢板寸法 (mm)	矢板本数	備 考
小見川橋(1基)	千 葉 県	(2)	8080(円形)	$\phi 1016 \times 42500$	20	支持層が深い 工期短縮、洗掘深が大
日本橋(2基)	大 阪 市	(1)	11960(円形)	$\phi 812 \times 52000$	39	基礎の用地が局限されている ニューマチックケーソンでは施工困難
本島大橋(19基)	岡 山 県	(3)	12174×8979 (円形)	$\phi 762 \times 17000$ $\times 14000$	592	締切兼用
市港浅橋(4基)	阪 神 公 用	(3)	15210(円形)	$\phi 1219 \times 33000$	110	締切兼用
岐洲通橋(4基)	建設省九州地建	(3)	5958(円形)	$\phi 914 \times 24000$	16	締切兼用
古井川大橋(6基)	岡 山 県	(3)	12726(円形)	$\phi 914 \times 15500$	192	締切兼用
有明地蔵橋(2基)	東 京 都	(3)	5811×13946 (矩形)	$\phi 914 \times 35000$	68	締切兼用
市港大橋(2基)	大 阪 市	(1)	9011×9011 (正方形)	$\phi 914 \times 64000$	28	支持層が深い
阿野川橋(2基)	建設省東北地建	(1)	13760×10820 11800×8860 (L形)	$\phi 800 \times 76500$ $\times 41000$	34 42	支持層が深い 急速施工が可能 施工が容易
石狩川河口橋(2基)	北海道開発局	(2)	8064×19670 (小矩形)	$\phi 812 \times 42000$ $\phi 812 \times 13000$	39 16	支持層が深い
市港浅橋(3基)	阪 神 公 用	(3)	13350×35290 (小矩形)	$\phi 1219 \times 33500$	204	締切兼用
洲 風 橋(2基)	名古屋港管理組合	(1)	3688×7263 (小矩形)	$\phi 711 \times 20000$	36	
西水野橋(4基)	建設省関東地建	(3)	26455×16186 21260×12458	$\phi 1200 \times 50000$ $\phi 1200 \times$ (45500 ~ 57500)	46+18 36+6	締切兼用

合成効率とは、各種の模型実験と実物実験の結果から得られたもので、安全性を考慮し、天板式基礎が確保することのできる最少限の値であるとされている。合成効率を支配するのは継手処理の良否であるが、これの確認は事実上できないから、施工管理を厳格に行なうことが必要である。矢板式基礎の工法は、当初のころよりだんだん大型化の傾向を示し、新水郷橋では鋼管矢板を用いた $26.4 \times 16.1 \text{ m}$ の小判形の断面である。このような大型の基礎に対しても同じ合成効率が使えるかどうか、まだ十分解明されていない。また鋼管矢板の場合、合成効率 0.5 を妥当とする根拠は、現場載荷試験において比較的弾性的な範囲では合成効率が 0.5 を十分に上まわっていることによる。しかしこれらの試験結果は、破壊時に対するものでない弱点がある。これらのことを考えれば、いずれ実物大の規模の基礎の破壊実験を行なって確認を行なう必要がある。当面の設計においては、このような不明確さをカバーするため、あまりぎりぎりを狙わないで、安全には余裕をもたせておくのが望ましいと考えられる。

(b) 頭部処理

矢板式基礎の頭部は、常に平面形状が確保できるように鉄筋コンクリートなどで剛結するのが原則である。鋼管矢板を用いる場合、図-10の(1)、(2)ではクイ基礎における同様の結合法をとることができるが、仮締切兼用方式の場合には、鋼管とフーチングを鋼管の側面で連結することとなり、構造的には弱点になりやすいので特別の注意を要する。

(c) 仮締切の設計

仮締切の設計に当たっては、主荷重（静水圧、土圧、浮力）のほかに流水圧、波圧など特殊な荷重も考慮して安全性を検討する必要がある。

安全性検討の時期としては、つぎのことが考えられる（図-11）。

- i) 仮締切内水中掘削時（水中コンクリート打設前）
- ii) 支保工設置、水替時（水中コンクリート打設後）
- iii) 矢板の水中切断時

仮締切兼用工法では、基礎本体を仮締切に使っているから、仮締切内の水中掘削、水替後の頭部の施工時の矢板の変形が、施工完成後も残留するおそれがある。このため、仮締切内外水位の調整、支保工の剛性の調整などにより残留応力を軽減する必要がある。

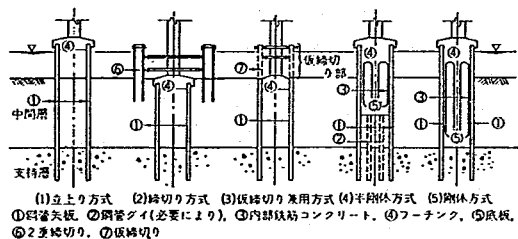


図-10 矢板式基礎の構造タイプ

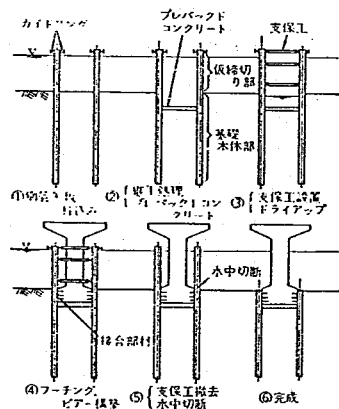


図-11 仮締切兼用矢板式基礎工法の例

(d) 施工上の問題

i) 矢板の打込み

矢板式基礎が十分な剛性と止水性を保持するためには、矢板が精度よく打込まれ、継手間隔が正確である必要がある。これは矢板式基礎の成否を決するものであるから、施工にあたっては十分慎重に行なう必要がある。したがって、所定の基礎形状を有する鋼製の打込み用定規を設置し、パイプロハンマーを用いて下矢板を定規にしたがって閉合させ、上矢板を溶接しディーゼルハンマーで打込む。基礎が大きく、また深くなるにしたがって施工の困難性は倍加し、矢板がせって打込みが不可能となることがある。矢板がせって継手が衝突し、打込みが不可能となって継手の一部を切断した例もある。また両隣の矢板が所定の間隔より遠ざかり、継手と本体との溶接部にキレツが入った例もあるので、特別の注意が肝要である。

ii) 継手処理

継手は矢板式基礎の合成効率を発揮させ、また止水性を確保するため、非常に重要な役割をはたすものである。一般には $\sigma_{28} = 250 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$ 程度のモルタルまたは粘土モルタルが用いられるが、継手は矢板式基礎の死命を制するかなめの部分に当たるから、施工管理には格別の注意が必要である。矢板式基礎工法を一層確実なものとするため、継手施工の確実性を更に高めることがのぞましい。

iii) 水中切断

矢板基礎の特徴が最大に発揮されるのは仮締切兼用法である。水中切断技術の確実性のほかに経済性が得られれば、この工法の長所はいかなく発揮されるであろう。

現在水中切断法には、アーク酸素切断法、テルミット溶断法、機械切断法、発破切断法などがあるが、前2者は潜水夫を必要とする欠点がある。とくに土中で切断する場合は周辺の掘削を要する。機械切断法は、鋼管矢板の内側より回転機で切断する。発破切断法は、火薬の爆発力で瞬時に切断する方法である。

(3) 多柱式基礎

多柱式基礎は、フーチングが水面上にある自由長を有する杭群よりなる基礎構造で、ごく小規模なものは従来よりあったと思われるが、これが工法として脚光を浴びるようになったのは、本州四国連絡橋の明石海峡主橋の主塔基礎に実施可能な案として検討対象に取上げられて以来であると考えられる。この工法は、要するに杭基礎の一種であるが、杭およびフーチングが地盤に埋設されていない点が通常の杭基礎と異なる点で、水面上から機械化施工ができ、フーチング施工のための仮締切も必要としないので、水深の深い個所での施工にきわめて有利であると考えられる。

多柱式基礎としてはじめて施工された本格的な橋梁は、飛騨川のダムの湛水池に施工された青柳橋（岐阜県）であろう。ここは水深は約10mあり、河床の玉石、砂礫層の下に砂岩、泥岩の互層に支持層を求める必要があった。従来の技術的常識では当然ケーソン基礎が考えられるが、本橋梁では、設計面では杭本数、配列を変化させた一連の模型試験の実施、施工面では、岩盤掘削機による掘削試験、グラウト試験、載荷試験等の実施を通じて、多柱式基礎で施工された。

基礎杭は $\phi 812.8 \text{ mm}$ の鋼管18本（ 6×3 ）よりなる。掘削孔は約900mmとし、ギャップはモルタルでグラウトされた。橋脚の完成後には、水平載荷試験、振動試験により安全性の確認が行なわれた。

多柱式基礎の力学的性状を調べるため、多くの理論解析、実験が行なわれたが、土木研究所で行なった大規模実験の結果の一部は次のとおりである。

図-12に示すような頂版厚さを異にする2基の模型を作り、水平載荷試験、自由振動試験、強制振

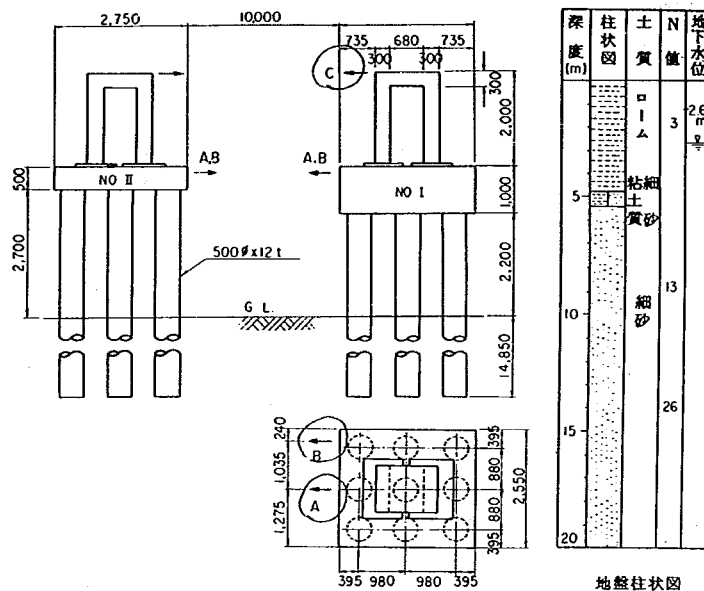


図-12 模型の形状・寸法

動試験（頂版上）を行なった。記号 A, B, C は載荷位置と載荷方向を示すものである。

水平載荷試験から平均の横方向地盤反力係数 (K_H) と地表面変位の関係を図示したのが図-13 であり、群ぐい効果によって単ぐいの場合より K_H は低減し、また載荷位置によっても変化する。図-14 は各ぐいごとの K_H の相異を中央のぐいを基準とした比率で表示したもので、前列のぐいの分担比が他のぐいに比べて 5 割程度大きい。図-15 は偏心荷重をかけた場合（載荷位置 B）のねじりばね定数を表示したものである。この場合、ねじり抵抗のうちぐい躯体のねじり抵抗によるものが 80% で地盤の水平反力によるものは 20% 程度の割合であり、基礎の剛性の低い多柱形式では“ねじり”に対するチェックが必要となる。

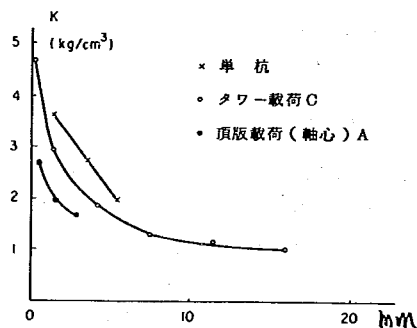


図-13 地表面変位—横方向地盤反力係数 K_H (平均)

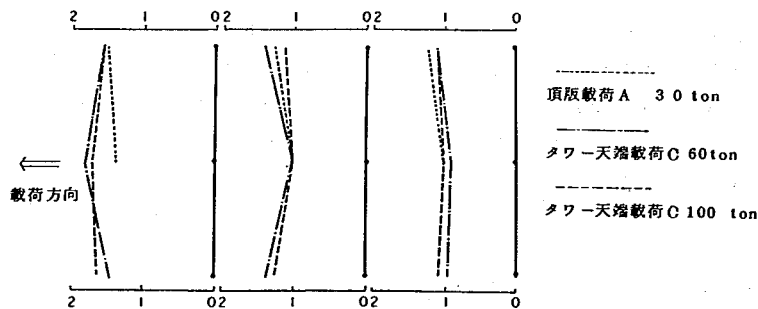


図-14 中央杭を基準 (=1) とした各杭の横方向地盤反力係数比

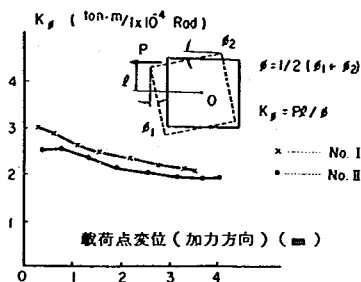


図-15 頂版偏心水平載荷変位-頂版天端ねじりばね定数 $K\phi$

図-16はタワー天端位置の自由振動による加速度モードであり、表-7、表-8は自由振動試験および強制振動試験から求めた固有振動数と減衰定数の結果である。多柱基礎の固有周期を1自由度系のモデルに置きかえて求めるものとし、振動に関与する質量として地表面上の全質量をとり、測定された固有周期より逆に地盤の K_H を計算すると

頂版軸心自由振動 (A) $\rightarrow K = 1.23 \text{ kg/cm}^2$

タワー軸心自由振動 (C) $\rightarrow K = 1.24 \text{ kg/cm}^2$

強制振動 (頂版位置) $\rightarrow K = 1.08 \text{ kg/cm}^2$

となり、静的載荷による K_H と比べて同程度かやや低い値となっている。

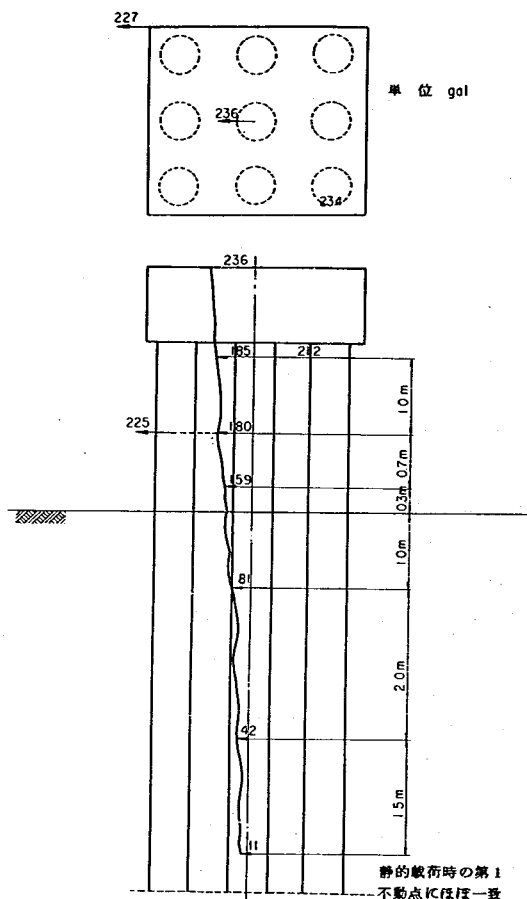


図-16 タワー天端位置自由振動加速モード

表-7 固有振動数 f (1/s), 減衰定数 h (自由振動)

加速度計設置位置		頂版軸心自由		頂版偏心自由		タワー軸心自由	
		f	h	f	h	f	h
No. I	頂版上中央軸心方向	8.5	0.074	8.5	0.088	7.8	0.068
	・ 軸心直角方向	—	—	9.5	0.058	—	—
	頂版上隅角部軸心方向	8.5	0.071	8.0	0.058	7.8	0.062
	・ 軸心直角方向	—	—	15.2	0.064	—	—
	中央杭地上2m軸心方向	8.5	0.075	8.3	0.086	7.8	0.075
	・ 地上0.3m	8.5	0.088	8.3	0.097	7.8	0.071
No. II	頂版上中央軸心方向	9.5	0.128	10.0	0.153	8.3	0.058
	・ 軸心直角方向	—	—	13.0	0.077	—	—

なお現在施工中の多柱式基礎は大島大橋（道路公団）で、大規模な海中支持枠を作業足場として、径3,500 mmの大径の鋼管12本で基礎を構成する。当該地点は、潮流が最大9ノットと速く、これに対しても多柱式基は有利とされた。

(4) ベル型基礎

今後の橋梁の発展の一つの方向は、海上橋梁であろう。わが国のように土地利用度の高い国では、海岸または沿岸海域の利用が大きな課題である。現に、各地で埋立が進み、東京湾、大阪湾、伊勢湾では湾岸道路、湾央横断道路の計画があり、すでに実施中の個所も多い。このような計画では、橋梁は地盤の悪い、水深の深い個所での施工を余儀なくされる。

ベル型基礎は、杭基礎の一種ではあるが、フーチングの施工を、通常のくい基礎のように仮締切り工法によらないで、フーチングを水中で施工する工法である。もちろんあらかじめ打設された杭に、ニューマチックケーソン工法で杭頭部の処理を行なう工法もベル型基礎であるが、基礎工学の発展の方向としては水中施工であろう。

この工法の実施例で有名なものに、サンフランシスコ湾におけるリッチモンド—サンラファエル橋と同じくサンマテオ橋の下部工事がある。

サンマテオ橋における施工の概要を示すと次の通りである。水深は最大25 mに及び、潮流は最大4ノットに達する。図-17に示すように、鉄筋コンクリートの台板を地盤に設置する。この前には台板支持木杭が打たれ、この上に台板が置かれる。台板にはスロットが開いていて、これを通してH鋼杭が打設さ

れる。円環が台板上に置かれ、内部の泥を洗滌して底コンクリートが水中コンクリートで施工される。引きつづいて円すい殻と立て管が設置され、立て管の下部まで同様に水中コンクリートが施工される。立て管の部分がピアに当り、ここは排水され、空中でコンクリートが施工される。

これらの寸法は、リッチモンド—サンラファエル橋の場合では、台板径10.4 m、厚さ0.6 mである。また円環径は10.4 m、厚さは18 cmである。立て管の径は1.8 m～4.3 mであった。

ベル型基礎はまだわが国では新しい工法で、試験工事として新日鉄広畑製鉄所内の夢前橋に実施例があるほか、横浜市港湾局の大黒ふ頭橋に実物の実施例がある。また首都高速道路公団の湾岸線荒川沖橋

表-8 共振振動数 f' (C/s), 減衰常数 h , 固有振動数 f (C/s), $f=f'\sqrt{1-2h^2}$ (No.1 中央杭地上1.7 m地点の歪測定より)

起振力 (t)	f' (C/s)	h	f
0.3	7.8	0.073	7.85
0.3	7.85	0.078	7.9
0.6	7.85	0.078	7.9
0.6	7.85	0.080	7.9
1.3	7.65	0.087	7.7
1.8	7.50	0.066	7.55

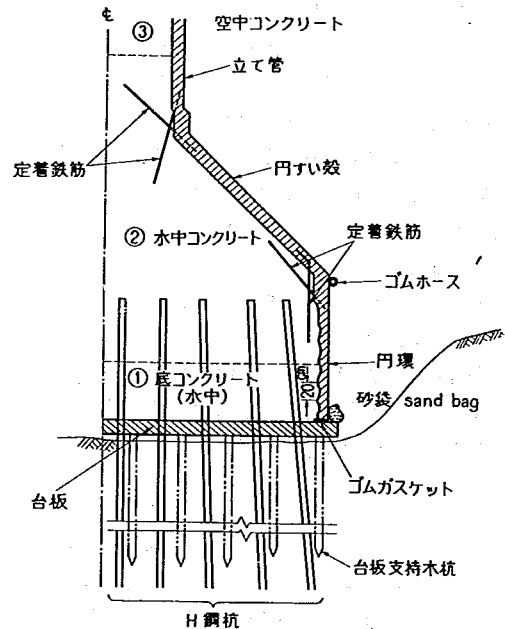


図-17 ベル型基礎組立て原理図

梁では現施工中である。建設省川崎-木更津間東京湾横断道路における海中橋梁は、現在多柱式基礎工法で調査設計がまとめられているが、同時にベル型基礎の工法検討も行なわれている。多柱式基礎に比して、ベル型基礎はフーチングを土中に有するので地震力の作用高さが低く、地震の影響が少ない有利性がある。

ベル型基礎はわが国では、まだ緒についたばかりの工法であり、施工上の問題に未解決の点が多くある。これらについては、国土開発技術研究センターで調査研究中である。

河川砂防技術基準質疑応答

大木（東北）：ダム之地質調査の日次が予備調査、実施設計調査、材料調査となつてゐるが、これは事業実施面での調査と同じようなことを考えて良いのか。そうであるとする材料調査は別の範疇になるのではないか。材料調査は予備調査、実施設計調査のどのの中に入るのか。

第2に横坑展開図はどちらかに統一するのか。

大島（北陸）：第1に予備調査の段階で、ダムサイト候補地点を比較するテクニックの明確な表現はできないか、即ち、比較要素をあげたらどうか。

第2に展開図だが、展開方法を考えて、展開図に併記して、土木工学的な問題点や岩級区分等の情報を書く記事欄を設けたらどうか。

岸本（本省）：事業の意思決定の順序に従つて調査を進めるのが本筋ではないだろうか。計画編の中に事業意思決定の順序について若干のべているはずである。

岡本（土研）：行政上のはつきりした区分と対比して明記することは困難で、その辺のニュアンスを掴みとつて欲しい。予備調はダムを作るかどうかの意思決定をやる調査で、実調はダムを作ることを前提にした調査である。

山住（本省）：大筋ではこんなものであろう。材料調査についてはダムの型式、規模や材料に対する重要度などにより、明確に分け難く、その辺は流動的であらう。

岡本（土研）：予備調の比較要素はタイプが決つていない場合もあるので調査方針も流動的なため、実施面でどの調査段階に当たるかは明確ではないと思う。

今西（土研）：① 5.1の調査方針は、全体の調査方針であり地質調査の調査方針のもつと前の段階で書いたらどうか。解説の3行目は地質調査を外注する場合に適用すべきであつて、ここでは土木技術者も含めるべきであらう。

② 調査の区分は予算制度と違つた言葉を使つた方がよい。

③ 5-14Pの表-15-3の備考は型式規模によつて異なるので削除した方がよい。

菅原（土研）：展開方法にはいろいろあるが大きく分けて2種にならう。

横坑は地質構造等の調査を含めた岩級区分のためと、岩盤試験のために掘削される。前者の目的では素人分りのよい大島さんのご意見のような方法の方がよいかも知れないが、岩盤試験のためには原案の方が使いやすい。

また、展開図には、出来るだけ細かく生のデータを記載するようにして、或る程度エンジニアリング・ジャッジメントの入るものはもつと広い目でみて区分の仕直しをする必要がある。

岡本（土研）：コンサルタントは現場でいろいろな展開方法を取つており困つてゐる。建設省内だけでも統一して簡潔で使い易いものを作ろうという機運にある。一度統一してみても、不都合であればまた考え直したらどうか。

今西（土研）：展開方法を統一する必要があるのか。

現場ごとに統一すれば建設省全体で統一する意味はないと思う。場合によつては調査の段階

によつて見易い、使い易い展開法があるかもしれない。

山口（近畿）：① 横坑を掘つたエレベーションで、水平断面図の作成を義務づけたらどうか。

② 横坑の考え方の基準、特に平面的な位置を明記して欲しい。

③ セン断試験の位置の決め方、例えば岩着面かどうか明記して欲しい。

岡本（土研）：①についてはダムの型式や規模によつていろいろな場合があるが、もう1度検討する。

②③については指針や教科書的な事項を技術基準でどこまで触れるか、若干検討する必要がある。

山住（本省）：技術基準全般にいえることで、適格に明確に書いておくことが望ましいが、なかなか難かしく、書ききれないのではないかという開発課の結論になっている。

のり面緑化工法の実態について

建設省中国地方建設局

中国技術事務所

1. まえがき

道路工事におけるのり面保護工として、のり面の安定と、緑化を目的とした植生工が行なわれているが、最近「自然保護、環境保全」ということが一般的に呼ばれ、従来では道路を造ることのみで満足していたものが、近年は事業をおこすことにより、自然破壊をおこすと反対されるようになった。このような背景の中で、我々土木技術者においても、自然環境保護を重視し、破壊を最少限にいとめるように、修景緑化工の技術研究に積極的に取り組む必要がある。

以上のことから、初歩的な道路切取のり面の実態調査を実施したものと、文献による植生技術を合わせたものについて紹介します。

2. 調査方法

中国管内の道路切取のり面で、土砂及び岩の場所を選定し、昭和48年度を基準として、3年、5年、7年、10年、11年以上経過した。のり面勾配、処理工法、種子の配合、又植生によるものり面被覆の状態、補修、浸蝕、追肥の有無、背後地と植生状態を調査したものである。

3. 土質分類とのり面勾配

土質分類とのり面勾配との関係は、表-1の通りで、殆んどのり面勾配は7分~1割勾配で施工されていることがわかったが切取のり面の緑化するためには、次の項目を考える必要がある。

表-1 土質と法面勾配の関係

単位：件数

土質 \ 勾配	1:0.4	1:0.5	1:0.6	1:0.7	1:0.8	1:1	1:1.2	1:1.5	計
粘性土		1			4	8	1		14
普通土					1	4			5
砂質土				2	2	5	1	1	11
砂								1:2, 1 1	2
レキ質土	1		1	5	2	9		1	19
硬土						4			4
軟岩		2	1	5	1	9			18
計	1	3	2	12	10	39	2	4	73

土質とのり面勾配は主として安定を主体に考えられるが、植生を考えれば出来るだけのり面勾配は緩やかにすることである。例えば一般的な普通土の場合で1割4分(35度)より急にすると植生は困難になるし又相応の補助工が必要である。これは種子、表土、肥料の流亡であり、

防止材を使用するか又、枠工等を用いて植生に対する基礎的な考慮が必要である。又のり肩部処理として、景観、カブリ防止を目的とした、丸みづけ（ラウンディング）を行つた箇所は1件もなく、今後の施工上の問題となると考えられる。丸みづけを行う主たる目的は、景観上望ましい外、多雨地域、寒冷地でのり肩部は浸蝕が著しく、いずれの時期にはカブリを生じることが明らかであり、このカブリは次第に発達してのり面崩落原因となることから、のり肩の丸みづけは必要である。現在の行なわれていない理由とすれば、用地買収費がかさむなどである。

4. のり面の処理工法

のり面処理工法は、昔から行なわれてきた、張芝工、筋芝工の外に表-2に示すとおりであるが、野芝の品不足に対処するために考案されたものであり、今回の調査では、図-2に示すように10年前までは、植生盤工又は生芝によつて処理されていたが、近年になるにつれて、植生穴工（SM工法）と種子吹付工の2種類によつて、処理されている。

種子による吹付工は、機械施工によるものであり、能力的に良く省力化したものであり、又全面播種であるから、植生による被覆度が早いし、急速緑化工法としては適している。欠点としては、肥料をのり面に散布しているので、流亡率が高く肥料切れが早くおこること、客土効果が乏しく、かたい不良土質のところに向かない、又夏や冬の施工に適さない等であり、土質的、季節的に不適當な場合に植生穴工（SM工法）が採用されていることが現状のようである。

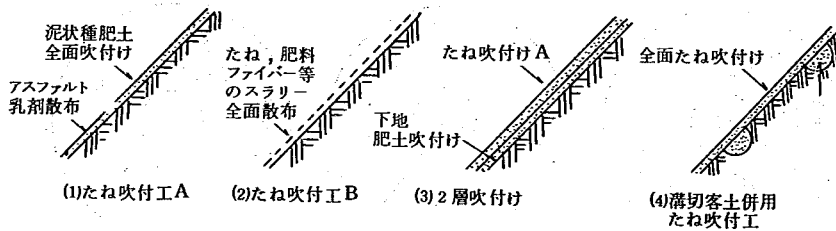
又、のり面の実態は、丁寧に仕上げているが、種子による吹付工を行う場合は多少の凹凸がある方が好ましく、あえて丁寧に仕上げる必要はない。しかし浮石浮土は取除く程度でよい。又反対に植生マットを張るのり面は平滑に仕上げ、マットが良く地盤に密着するように注意しないと、発芽不良の原因となる。

のり肩部の湧水面はあらかじめ排水処理をすることも必要である。たとえ植生による被覆が完全でも豪雨による集中水がのり肩から流れ落ちると、洗掘されることから、排水溝を設けるべきであるが、現状では処理されているものが見受けられなかつた。

表-2 工 種 の 分 類

工 種	工 種 の 概 要
たね吹付工A	たね，肥料，土などの吹付け材料に水を加え，比較的硬練りの状態の泥状混合物とし，モルタルガンを使用してのり面に吹付ける工法
たね吹付工B	たね，肥料，ファイバーなどの材料を水に分散させ，ポンプを使用してのり面に散布する工法
植生マット工	たね，肥料などを装着したマット類でのり面を全面的に被覆する工法
植 生 盤 工	肥土または泥炭を盤状に成形し，表面にたねをセットしたものを，のり面に一定間隔に水平溝を掘り，帯状に張付ける工法
植 生 袋 工	肥土にたねを混合し，網袋に詰めたものをのり面に一定間隔に水平溝を掘り張付ける工法
植 生 穴 工	のり面に穴を千鳥状に穿孔した底部に固型肥料を挿入し，客土に化成肥料，添加剤を混入して，充填した上にたね紙を置き覆土し，被膜養生する工法
植 生 筋 工	たね肥料などを装着した帯状の布または紙を盛土のり面の土羽打ちの際，水平の筋状に挿入する工法
筋 芝 工	土羽土を使用してのり先から切芝の長辺をのり面にそって水平に並べ，土を盛り，やり方にならない土羽打ちのり面を仕上げる工法
張 芝 工	のり肩から切芝の長辺を水平方向に並べ，芝とのり面とが密着するようにたたき目串で固定する工法

図-1 植 生 工 の 模 式 図



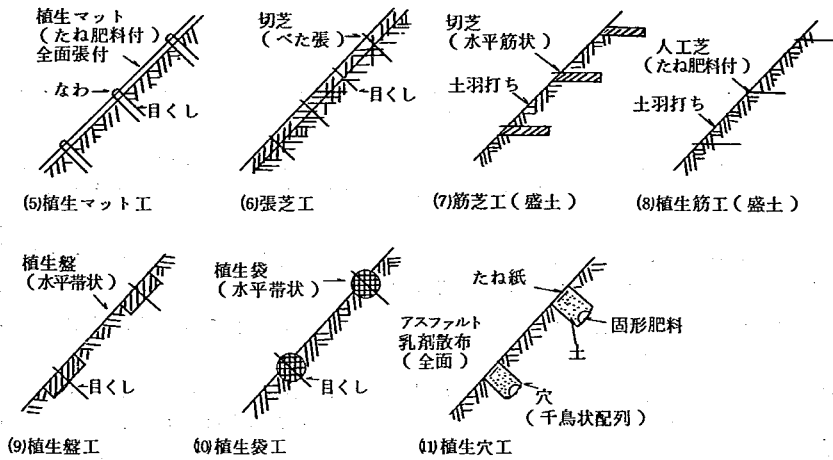
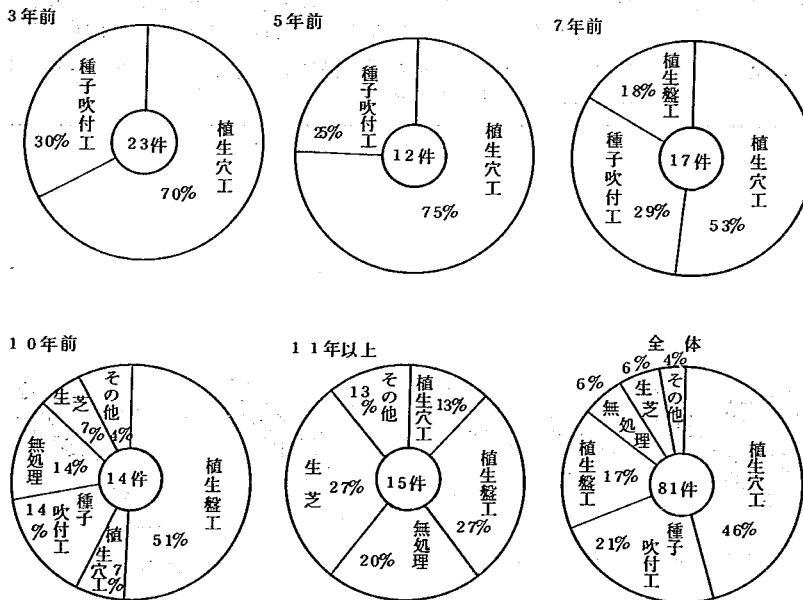


図-2 法面処理工法の推移



5. のり面草の選択

のり面草にはいろいろと性質の差異があり、種子の選定を十分に検討の上決定するべきである。実態の種子の配合は、ケンタッキー・31・フェスク、レッドトップ、ホワイトクローバーによる混合されたものが多く採用されている。配合率についてもだいたい同一であるが、その他にウイピングラブグラス、ベントグラス、パーシュードグラス、ラジノクローバー等を前記に混合して施工されたものが一部あつた。

又、植生工をみると、安全性をみとめてかなり高密度に播かれている。その一つの問題点は竣工検査の時期にあると思われる。播種後の芝草植生は約4ヶ月程度経過しないと安定状態にはならない。その点で、施工後4ヶ月位で検査を実施すれば理想的であるが、現実では施工後1ヶ月以内が多いようである。1ヶ月後位では密度による生長量の差はあまり認められない。したがって高密度に播けば、それだけ被覆も早く、検査に対して合格しやすいことになる。しかし、その後何ヶ月か経過すれば貧弱な芝草ばかりの植生になつてしまうおそれが多分にある。以上のことから、設計播種量の決定と施工時の注意とを再確認すると同時に両者間で十分な検討を行う必要があろう。

この内容から考えられる選択上の注意点としては、

- (a) 植物の種類の適応性をよく知ること。
- (b) 土壤保全の役割を果たす植物であること。
- (c) 生育形態による分類（生長期、生育年限、生育型）
- (d) 郷土植物の導入
- (e) 灌木と植物の混播

以上5項目について、十分に検討し、誤まつて役割を果たさないものであつてはならない。参考として、植物の選択基準的なものを表-3、4に示す。

表-3 のり面草の適地

	品 種	適 地	年平均気温
北方系冬草 (常緑)	ケンタッキー・31・フェスク	全国、ただし本州、四国、九州の南部を除く	16℃以下のところ
	クリーピングレッドフェスク オーチャードグラス レッドトップ イタリアンライグラス ペレニアルライグラス	本州中部以北	4℃以下のところ
	ケンタッキーブルーグラス	北海道、東北	12℃以下のところ
	ホワイトクローバー	全国	
南方系夏草 (夏緑)	ウイピングラブグラス	本州、四国、九州	10℃以上のところ
	ハイブリッドパーミュダグラス	関東以西、四国、九州	14℃以上のところ
	の し ば	本州、四国、九州	8℃以上のところ
	こうらいしば	本州、四国、九州、ただし東北北部除く	12℃以上のところ

表-4 草の品種と使用時期の適・不適

品 種	適 期	可 能 期	不 適 期
ケンタッキー ・31・フェスク クリーピング レッドフェスク ケンタッキー ブルーグラス オーチャードグラス レッドトップ ライグラス ホワイトクローバー	日平均気温 春 10~20℃ 秋 25~15℃	同 春 20~25℃ 冬 5℃以下	同 夏 25℃以上 秋 15~5℃
ウィーピング ラブグラス	春 15~25℃	春 10~15℃ 夏 25℃以上 秋 25~20℃	春 10℃以下 秋冬 20℃以下
ハイブリッド パーミューダグラス	春夏 20~30℃	春秋 15~20℃ 夏 30℃以上	秋, 冬, 春 15℃以下
のしば こうらいしば	春 15~20℃	春 10~15℃ 秋 25~15℃	春 10℃以下 夏 25℃以上 秋冬 15℃以下

6. のり面の被覆状態

のり面の被覆状態を表-5に示したが、調査の方法として被覆度を目測によつて判定したもので、工法と被覆、種子の配合と被覆、土壌と被覆の関係は思い出せなかつた。

表-5 法面の被覆状態（雑草を含む）

単位：件数

被覆度(%) 経過年数	100	95	90	85	80	75	70	60	50	40	計
3年	17	1	3				2				23
5年	3	1	3		1	1	2				11
7年	10			1	1		2			1	15
10年	8					1	1	1	1	1	13
11年以上	12	1	1				1				15
計	50	3	7	1	2	2	8	1	1	2	77

7. 経過年数と植生の推移

法面の植生は施工後管理されず放置していれば、2年目あたりから急速に衰えを見せはじめる。そして、次第に周辺の自然植生が侵入を開始し植生の崩壊に拍車をかける。その推移の速度は増し3年～5年位で自然植生の侵入が目立つてくる。うつりかわりの速いものの順では、ライグラス類、ケンタッキー31フェスク、ウィングラブグラス、クリーピングレッドフェスクとされている。今回の調査においても、図-3、4に示すように、年数の経過とともに、植生は、減少し、これに替って雑草や立木の占る割合が多くなっている。施工後、7年を経過した時点での植生による被覆割合は52%低下し繁茂した雑草や立木の影響を受けて衰えは急速に進み、10年を経過すると、植生は全体の1/4程度に衰えて自然に復元していることがわかる。植生に替るものとして、施工後7年を経過する頃までは、雑草と裸地が大半を占めているが、11年以上になると雑草と立木におおわれてしまう。

しかし、うつりかわりが、スムーズに次々とは行くとはい限らない、場合によっては、芝草が衰退したあともこれに代わる植生が確立されず、しばらくの間推移過程に穴があき、結果として再び裸地面が露出するという現象もあり得る。その場合には人工的に植生を導入してやる必要がある。

図-3 植生の推移

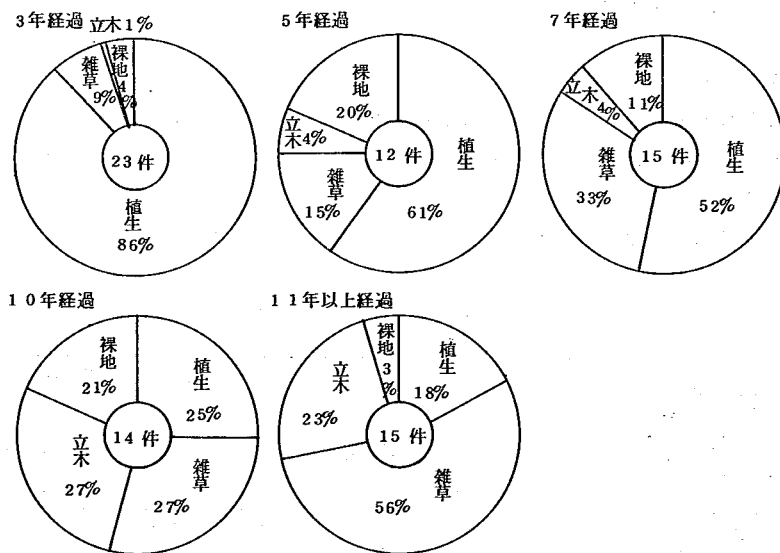
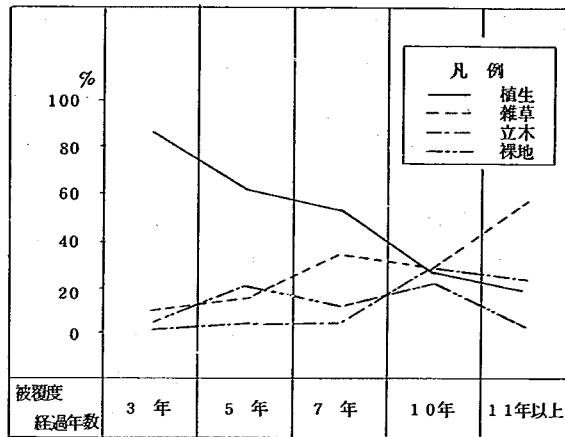


図-4 経過年数と表面の推移



以上のように緑化後放置しておくと、芝草植生が異なつた型の植生に推移していき、雑草が繁茂し灌木類が生長して、多彩な景観を呈すようになってくる。施工したのり面がただ単に何か植物が繁茂し侵食の防止さえなければよいという場合ならばそれで十分であろうが、しかし見通しがきくことを要求される道路沿いののり面では、美しい芝草植生をいつまでも維持する必要もあり、緑化工の目的を十分に考慮しておくことも大切である。

8. 法面の侵蝕

調査件数81件のうち侵食されたものが10件あり、中規模程度と推定されるものは、4件で、その他は小規模程度で、いずれも補修されていない。中規模程度の4件について、侵蝕に関する要素をピックアップしたものが表-6であり、原因については①～③は高含水比であることは④は風化の早い珪岩であること程度しか判明しない。

表-6 中規模4件の侵蝕要素

番号	経過年数	土質	法勾配	施工時の法面処理工法	調査時点における(10～15cm)	
					硬 度	含水比
①	3	レキ土質	1:1.0	種子吹付工法	27 弱	16.7 %
②	5	普通土	"	"	21	16.3
③	5	"	"	"	16	25.0
④	10	軟岩(頁岩)	"	不 明	20	8.8

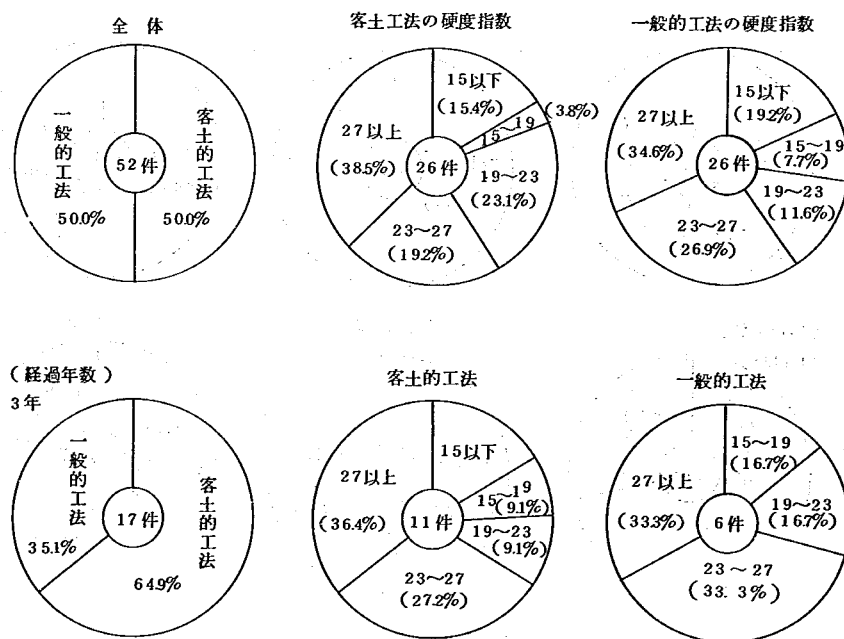
9 植生と土の硬度

植生を施工した個所の硬度指数（中山式硬度計で5回測定の平均）は図-5に示すように表面で4~28mm深さ10~15cmの所で20~32mmの範囲が圧倒的に多い。又平均硬度指数は表面で15mm程度深さ10~15cmの所で23mm程度となっており表面に比べて、深さ10~15cmの硬度が相当大きい結果が得られている。これは、施工当時に硬い状態にあったが、風化等により表面附近が軟化していることを示していると考えられる。一般に土がある程度より硬いと根部の生育状況が悪くたとえ発芽しても健全な生育は望めないとされている。

「法面工と斜面安定工指針」によると、植生の根が土壌へ侵入可能な硬土指数は27mm程度（粘土の場合23mm程度）が限界でこれをこえるところでは、部分的な、耕うんや客土などの工法を採用しなければならないと述べられている。

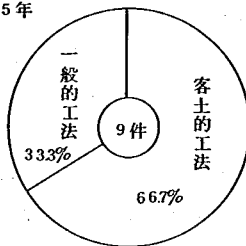
客土的な工法（穴工、盤工）が採用されていたり、指数が大きいものでも、吹付工やマットなどの工法が採用されており、必ずしも適切な施工が行なわれていないような実態である。なお、硬度による植生工の選択基準（案）を表-7に示した。

図-5 植生工法と硬度指数

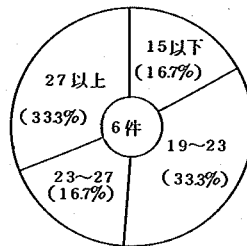


(経過年数)

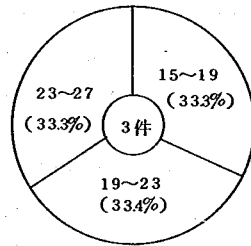
5年



客土の工法

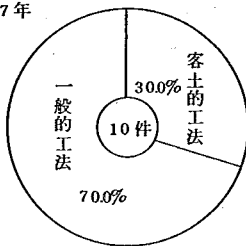


一般の工法

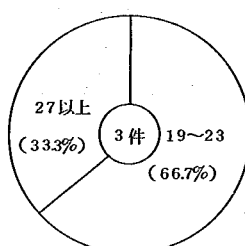


(経過年数)

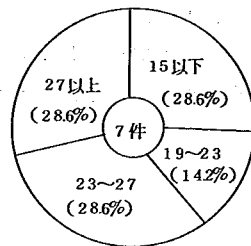
7年



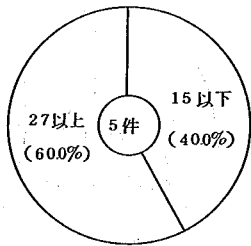
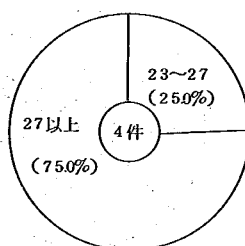
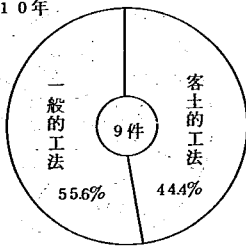
客土の工法



一般の工法

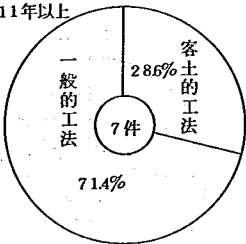


10年

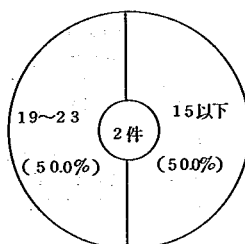


(経過年数)

11年以上



客土の工法



一般の工法

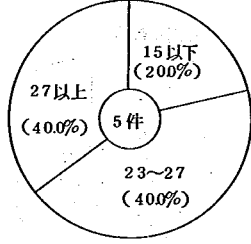


表-7 植生工の各種選択基準 (案)

盛 土 の り 面				切 土 の り 面						
盛土材料	土羽土	適 期		不適期	土 質	のり面 硬 度	適 期		不適期	備 考
		機械施工	人力施工				機械施工	人力施工		
砂質土、 粘性土、 粘土、粒 度のよい レキ質土	原則とし て使用し ない。た だし有害 成分含有 土の場合 は厚20cm	たね吹付 工	③砂質土 羽土の場 合 植生 マット工 張芝工 (べた)	植生マ ット工	ゆるい、 砂レキ、 砂質土、 粘性土	27mm 以下	たね吹付 工	植生マッ ト工 張芝工 (べた張)	植生マ ット工	砂レキの 場合は砂 質土又は 粘土を 客土した 上で植生 工を行な う
粒度のわ るい砂、 砂利、玉 石、岩塊	厚 30～50 cm		④粘性土 羽土の場 合 植生 筋工 筋 芝工		軟らかい 粘土	23mm 以下		たね吹付 工 (溝切客 土併用)		植生盤工 植生袋工 植生穴工
					よく締つ た砂質土 粘性土 レキ質土 軟岩	27mmを こえるも の	23mmを こえるも の			

10 土性試験

採取した法面土(表土および深さ10~15cm)について,簡易土壤検定器によりPH(酸度),有効リン酸,リン酸吸収力,アルミナ,苦土,マンガン,石灰の7項目について,検定した。結果を表-8による土壤優劣検定(土の健康診断と処方一増尾 清著)を行ない,その判定の結果と度数をヒストグラムで示すと,図-6のようになる。調査対象土は上の中から下の下まで分布しているが,中の上,中の中に入るものが多く,これを路線別に見ると,2号線では,上の中~下の下まで平均しているが9号線54号線では中の中~上の中のものが多いことがわかる。

又植生による法面被覆度と土壤の優劣判定値を示したのが図-7であり,相関関係があると考えていたが今回の調査では良い結果を見い出すことが出来なかつた。

表-8 土壤優劣判定の基礎表

検定値		層	上 層	下 層
酸 度	7.0以上	(アルカリ)	点	点
	6.0~7.0	(微酸性)	3	4
	5.9~5.0	(酸性)	2	3
	4.9以下	(強酸性)	1	1
リ ン サ ン	10%以上	(富む)	7	14
	9~1	(含む)	4	8
	0.9以下	(欠乏)	1	1
リンサン吸収力	700以下	(弱い)	5	7
	701~1,500	(普通)	3	4
	1,501以上	(強い)	1	1
ア ル ミ ナ	10%以下	(少ない)	7	14
	11~19	(普通)	4	8
	20以上	(多い)	1	1
苦 土	40%以上	(過剰)		
	25%以上	(富む)	6	7
	24~15	(含む)	3	4
	14以下	(欠乏)	1	1
マ ン ガ ン	2%以上	(富む)	6	7
	1.9~1	(含む)	3	4
	0.9以下	(欠乏)	1	1
石 灰	0.15%以上	(富む)	6	7
	0.14~0.10	(含む)	3	4
	0.09以下	(欠乏)	1	1

土壤優劣判定表

点	土壤の優劣
100~90	上の上
89~80	上の中
79~75	上の下
74~70	中の上
69~60	中の中
59~50	中の下
49~60	下の上
39~30	下の中
29~14	下の下

図-6 土壤優劣判定値の
度数分布図

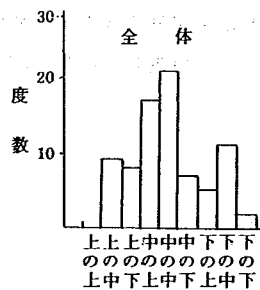
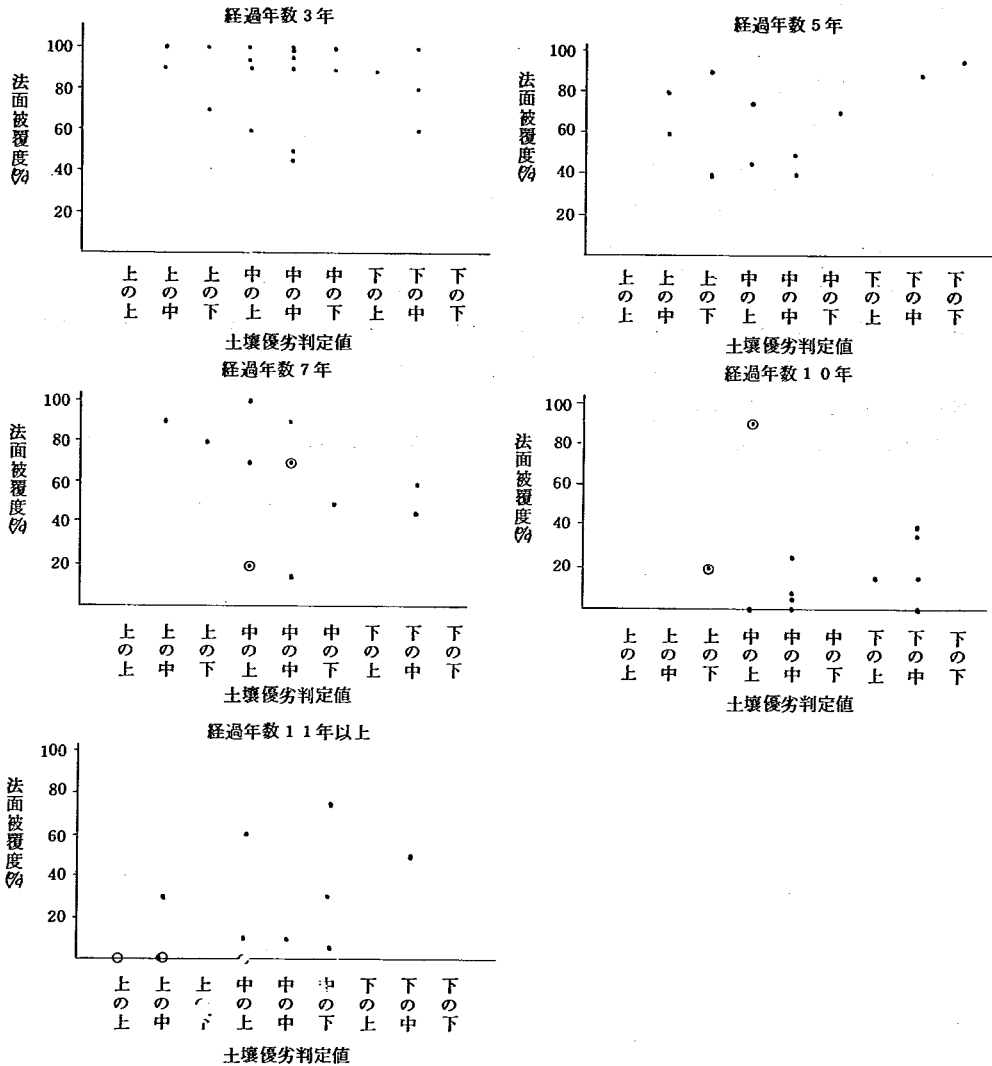


図-7 法面被覆度～土壌優劣判定値



11 あとがき

のり面と植生について、初歩的な調査をしたもので、十分な結論は出なかつたが調査の内容を、総括してみると次のとおりである。

- (1) 法面植生の推移は、周囲の雑草及び立木の影響を受け、7年間で約半数が自然植物になっている。
- (2) 硬度測定を行い、植生工法を決定する必要がある。
- (3) 岩盤切取法面は、無処理箇所が多い。しかし、この無処理で小段を設けてある場所は植物が混入し、自然復元の役割をはたしている。

今後の植生に関する課題とすれば

- (1) 道路計画の過程において、自然を破壊する場合は最小限にとどめ、やむをえず破壊する場合は植生の計画を十分に考慮する必要がある。
 - (2) 構造物と植物の景観的調和を考えた計画が必要である。
 - (3) 植物の成長に必要な、土壌、陽光、水、肥料を与えるような、基礎工の設計施工をすること。このためには、客土工法も考慮する必要がある。
 - (4) 郷土植物をとりいれた、修景緑化工の利用。
- 等である。我々土木技術者も緑化工をよく理解するためにも、調査研究を行う必要がある。

中部地建における 2 ～ 3 の地質上
の問題点について

建設省中部地方建設局

畑 中 博 文

長 島 ダ ム の 地 質

1. ダムの諸元及び調査経過

位置：静岡県榛原郡本川根町大字梅地，大間地籍

型式：重力 高さ：113m 堤頂長：292m

体積：1,600×10³ m³ 堤頂高：EL=483m

集水面積：534.4 km² 総貯水量：78×10⁶ m³

建設目的 (1)洪水調節 (2)維持流量確保 (3)都市用水 (4)特定かんがい用水

長島ダムの地質調査は，昭和42,43年度に行われた流域の予察的な地表踏査に始まり，45,46年度の予備調，次いで47,48年度からは実施調査段階となり，その後順次地質の問題点を明らかにしつつ，現在に達している。

現在迄に実施された諸調査は下記のとおりである。

- | | | |
|---------------------|----------|---------------------|
| (1) 地表地質概査 | 1 / 5000 | |
| (2) " 精査 | 1 / 500 | 0.2 Km ² |
| (3) 弾性波探査 | 5 測線 | 1.2 Km |
| (4) ボーリング調査 (含透水試験) | 1912m | 30本 |
| (5) 横坑調査 | 1655m | 38坑 |

2. 位置及び地形

長島ダムは静岡県榛原郡本川根町にあり，大井川のほぼ中流に当る。大井川は源を南アルプスに発し，途中畑薙第一，第二，井川等のダムを経て，急峻な山岳地域を縫いながら南へ流下し，島田市で平野部に出て，駿河湾に注ぐが，ダムサイト付近の河川の形状は，はげしく蛇行し，その流路は極めて変化に富んでいる。

ダムサイト左岸上流側では，北向きに尾根が突き出し，その下流では，第2大井川橋にかけて急斜面は直接露岩し高さ150に達する絶壁となつている。

右岸側では，左岸の尾根の突出に対応して，流路の攻撃側となる山腹斜面は，わずかに凹むが，この部分より下流側は西向尾根となり，下流へ行くに従い標高は低くなり，その北側には，大量の崖錘が分布する。

ダムサイトに於ける河床標高はEL395m，河床巾60～70mであり，下流の中部電力大井川ダムの影響で20～25mに達する厚い河床砂礫が堆積している。

3. ダムサイトの地質

ダムサイト周辺の地質は，中生代白亜紀の四万十層群に属する赤石層群であり，マクロ的には，NE～NW方向の軸を持つ，背斜，向斜の繰返して，かなり複雑であるがダムサイト周辺の狭い範囲では，走向はNE～SWで北に傾斜する，単斜構造となる。

基盤を構成する岩種は，粘板岩を主体とし，これに砂岩が狭在し，チャートは最も分布がせ

まい。

特異なものとしては、粘板岩及び砂岩中に「シャーズーン」が発達するヶ所があり、当サイトの地質を考える上で非常に注目されるものである。

粘板岩 (S l)

最も広く分布、一般に泥質なものが多いが右岸側の一部はかなり珪質な部分もあり、新鮮なものは暗灰色～黒色で緻密堅硬である。層理面沿いの割れ目が発達し岩片は板状を呈するものが多い。

砂 岩 (S s)

ダムサイト下流側に比較的厚い砂岩層があり、右岸では尾根の Cap rock となる。岩質は非常に堅硬で、層理面は不明瞭であるが細～中粒の塊状を呈し、表層部はゆるみブロック状を呈する。

チャート (Ch)

大半が、粘板岩中に薄層で右岸に厚さ数mのものが2板の他はほとんどなく連続性に乏しい。色は淡青色～灰色で岩質は硬いが割れ目の発達も顕著な部分も多い。

シャーズーン (Shear zone)

シャーズーンは一般的に断層破壊とは明確に区別されるもので、通常、粘板岩と砂岩との互層部分に発達し、概ね地層の層理面に平行に入っている。岩相は粘板岩が一部石墨化し、砂岩は引きちぎられ、レンズ状となり、多数の鏡肌 Sliken side が発達する。岩質は、ルーズな CL から中硬質でかなり締つた部分 CM ～ OL 級まであり、場所によつてかなり差があるが、このゾーンの力学的強度はかなり低下していると考えられる。

3. 地質構造

地表及び横坑内観察によると、多数の断層があり局部的な褶曲もあるが、全体的には $N 40 \sim 55^{\circ} E$, $45 \sim 55^{\circ} N$ で、見掛上単斜構造で、地形で見ると左岸は流れ目、右岸は差し目、縦断方向では下流傾斜となる。

断層については40本以上確認されるが、地質構造上3 Group に分けられる。

- (1) F b - 3 group …… 右岸尾根を通り河床へと伸びる。
- (2) F - Open " …… 右岸地山内で河道に平行, $C_R \div 15 \text{ cm}$ オープン
- (3) 低角度断層 " …… F b - 6, F - 6 等で前者は $C_R \div 1 \text{ m}$ でかなり分布範囲も広い。

4. 地質工学的考察

基盤の大半を占める粘板岩の岩片は新鮮な状態では緻密堅硬であるが、ボーリングコアでは部分的に層理面沿いに蛇紋岩化した薄層があり、岩盤の強度は若干割引いて評価しなければならない。

左岸側では、断層及びシャーズーンの発達が顕著で、これらは尾根下流周辺に集中する傾向があり、又全体に地層が流れ目になつている事、一部の横坑内にみられる様に、地下水や鉱泉

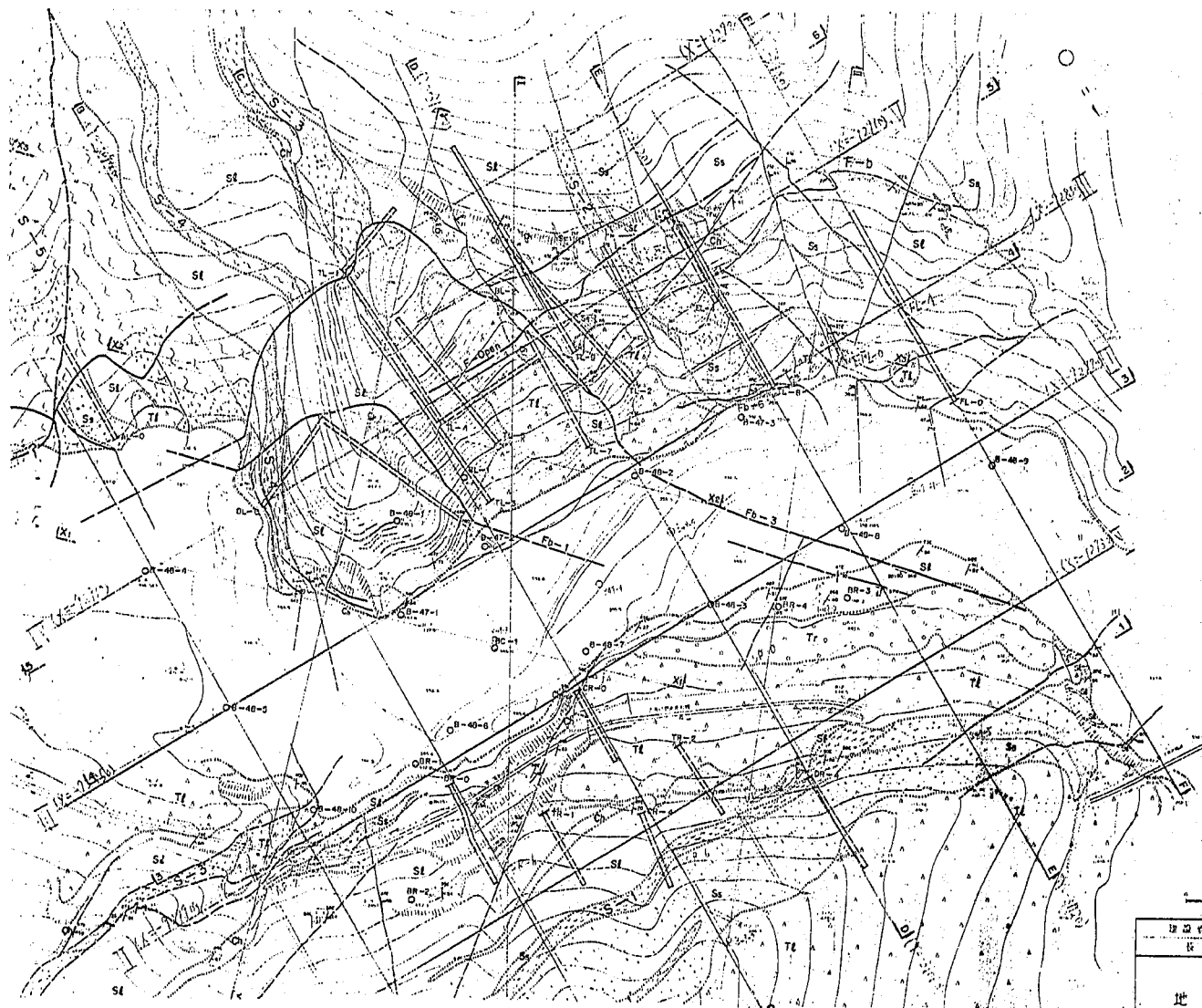
があり、岩盤のゆるみと同時に地表からの風化も加わつて、岩級コンターは山側に大きく入っており、又尾根の川側へのふくらみもあり期得できない。

河床部では厚いシャーゾーンの分布する、上流部A、B断面付近を除いて、全般に着岩後5m程度でCH級岩盤となる。右岸側では現在顕著な断層は確認されておらず、シャーゾーンの発達も左岸側に較べると、小規模であり、構造的差し目となるため、全般に岩盤のしまりが良くCM CH級岩盤は比較的浅い。しかし、右岸下流向尾根については、北側斜面に多量の崖錘がある事から、地表からの風化層は深部に及んでいると予想される。

シャーゾーンは5層($S_1 \sim S_5$)あり、具体的な試験はなされておらず、わずかに透水試験があるのみである。

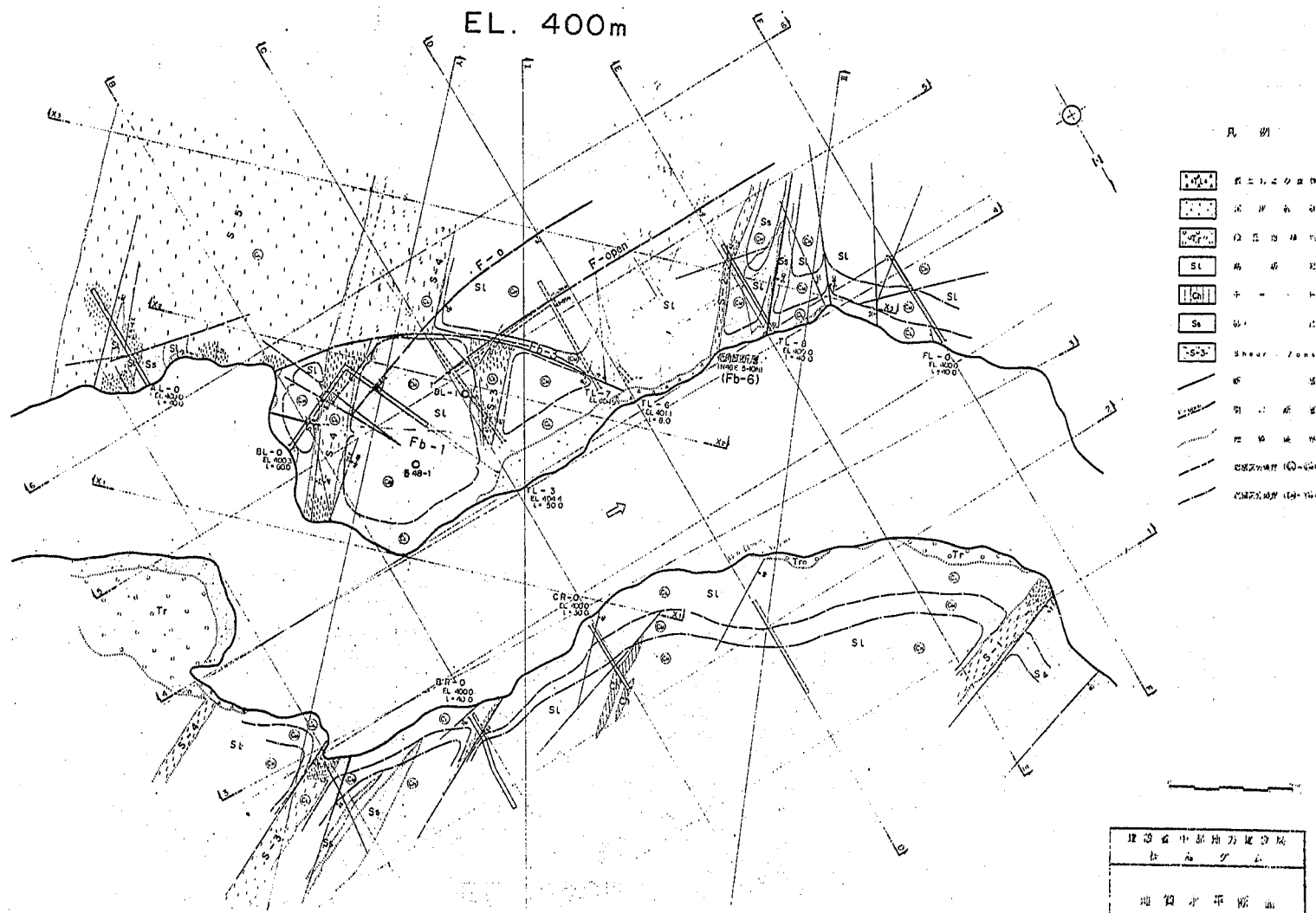
シャーゾーンの岩相から判断すれば、直接ダム基礎となる部分では、コンクリート置換、グラウトによる補強などの処理は必至である。又、地山内部についても何等かの手当が必要となる。今後、その連続性、規模、及び力学的特性を把握する必要がある。シャーゾーンの透水試験は、左岸で24~32Luでばらつきが大きく、注入圧も大部分上昇しない、河床部では大半が2Lu以下であり特に悪い条件にある訳ではない。

断層については、3 Group あつていずれもがダム軸を全然別に移さない限り、影響を与えており、又左岸に於てはこれら断層群と流れ目の層理面との組合せにより川側に上り出す危険を含んでおり、ダム本体の安定のみならず、掘削中、湛水後、仮設備構造物の安全性について配慮が必要である。



比例

- 6.5 吋 寬 軌
- 4.5 吋 寬 軌
- 3.5 吋 寬 軌
- 2.5 吋 寬 軌
- 1.5 吋 寬 軌
- 0.5 吋 寬 軌
- 0.25 吋 寬 軌
- 0.125 吋 寬 軌
- 0.0625 吋 寬 軌
- 0.03125 吋 寬 軌
- 0.015625 吋 寬 軌
- 0.0078125 吋 寬 軌
- 0.00390625 吋 寬 軌
- 0.001953125 吋 寬 軌
- 0.0009765625 吋 寬 軌
- 0.00048828125 吋 寬 軌
- 0.000244140625 吋 寬 軌
- 0.0001220703125 吋 寬 軌
- 0.00006103515625 吋 寬 軌
- 0.000030517578125 吋 寬 軌
- 0.0000152587890625 吋 寬 軌
- 0.00000762939453125 吋 寬 軌
- 0.000003814697265625 吋 寬 軌
- 0.0000019073486328125 吋 寬 軌
- 0.00000095367431640625 吋 寬 軌
- 0.000000476837158203125 吋 寬 軌
- 0.0000002384185791015625 吋 寬 軌
- 0.00000011920928955078125 吋 寬 軌
- 0.000000059604644775390625 吋 寬 軌
- 0.0000000298023223876953125 吋 寬 軌
- 0.00000001490116119384765625 吋 寬 軌
- 0.000000007450580596923828125 吋 寬 軌
- 0.0000000037252902984619140625 吋 寬 軌
- 0.00000000186264514923095703125 吋 寬 軌
- 0.000000000931322574615478515625 吋 寬 軌
- 0.0000000004656612873077392578125 吋 寬 軌
- 0.00000000023283064365386962890625 吋 寬 軌
- 0.000000000116415321826934814453125 吋 寬 軌
- 0.0000000000582076609134674071875 吋 寬 軌
- 0.00000000002910383045673370359375 吋 寬 軌
- 0.000000000014551915228366851796875 吋 寬 軌
- 0.0000000000072759576141834258984375 吋 寬 軌
- 0.00000000000363797880709171294921875 吋 寬 軌
- 0.000000000001818989403545856474609375 吋 寬 軌
- 0.0000000000009094947017729282373046875 吋 寬 軌
- 0.00000000000045474735088646411865234375 吋 寬 軌
- 0.000000000000227373675443232059326171875 吋 寬 軌
- 0.0000000000001136868377216160296630859375 吋 寬 軌
- 0.00000000000005684341886080801483154296875 吋 寬 軌
- 0.000000000000028421709430404007415771484375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000142108547152020037078857421875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000710542735760100185394287109375 吋 寬 軌
- 0.000000000000003552713678800500926971435546875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000017763568394002504634857177734375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000088817841970012523174285888671875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000444089209850062615871429443359375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000002220446049250313079357147216796875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000011102230246251565396785736083984375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000055511151231257826983928680419921875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000277555756156289134919643402099609375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000001387778780781445674598217010498046875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000006938893903907228372991085052490234375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000034694469519536141864955425262451171875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000173472347597680709324777126312255859375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000867361737988403546623885631561279296875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000004336808689942017733119428157806396484375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000021684043449710088665597140789031982421875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000108420217248550443327985703945159912109375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000542101086242752216639928519725799560546875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000002710505431213761083199642598628997802734375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000013552527156068805415998212993144989013671875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000067762635780344027079991064965724945068359375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000338813178901720135399955324828624725341796875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000001694065894508600676999776624143123626708984375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000008470329472543500338499888312215618133544921875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000042351647362717501692499441561078090667724609375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000211758236813587508462497207805390453338623046875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000001058791184067937542312486039026952266693115234375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000005293955920339687711562430195134761333465576171875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000026469779601698438557812150975673806667327880859375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000132348898008492192789060754878369033336639404296875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000661744490042460963945303774391845166683197021484375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000003308722450212304819726518871959225833415985107421875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000016543612251061524098632594359796129166729925537109375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000082718061255307620493162971798980645833649962685546875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000000413590306276538102465814858994903229168249813427734375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000002067951531382690512329074294974516145841249067138671875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000000103397576569134525616453714748725807292062453356934375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000000516987882845672628082268573743629036460312266784671875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000002584939414228361140411342868718145182301563389223359375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000000012924697071141805702056714343590725911507816946116796875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000000064623485355709028510283571721795129557539084730583984375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000000323117426778545142551417858608975627787695423652919921875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000000001615587133892725712757089293044878138938477118264599609375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000000008077935669463628563785446465224390694692385958322998046875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000000040389678347318142818927232326121953473461929791614990234375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000000000201948391736590714094636161630609767367309648958074951171875 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000000001009741958682953570473180808153048836836548244790374755859375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000000005048709793414767852365904040765244184182741223951873779296875 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000000000025243548967073839261829520203826220920913706119759368896484375 吋 寬 軌
- 0.0000000000000000000000000000126217744835369196309147601019131104604568530598796844482421875 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000000000631088724176845981545738005009565552302727652993984222412109375 吋 寬 軌
- 0.00000000000000000000000000000315544362088422990772869002504782761513613826496992112055859375 吋 寬 軌
- 0.000000000000000000000000000001577721810442114953864345012523913807568069132484960560279296875 吋 寬 軌



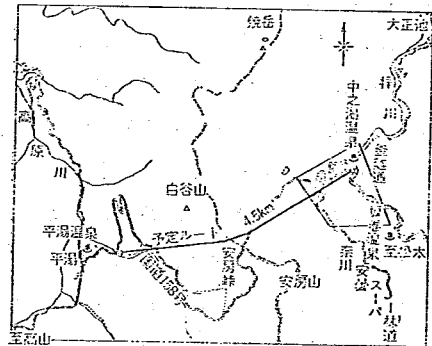
安房トンネルにおける地熱調査

建設省中部地方建設局岐阜国道工事事務所長	白村 晉
" " 高山国道工事事務所長	前田武雄
" " 河川部専門官	畑中博文

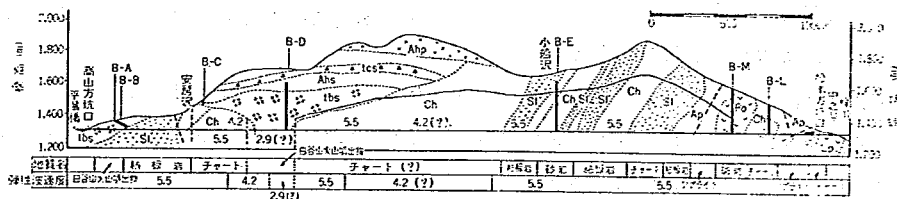
安房トンネルにおける地熱調査

1. 調査の概要と地質

この報文は、異常な高熱トンネルとなるおそれがある安房トンネル計画において、トンネル工事の難易、位置の決定のために、地下熱源の状態、地中温度の状況を定量的に試みた調査の報告である。調査は一般に行われる地質踏査、物探の他に、熱変質帯の分布調査を基本にして、温泉開発や地熱発電所の開発に用いられる地温探査法により、地表面近くの地温分布を基に地熱構造を推定した、一般国道158号線は、福井市を起点として高山市を経て松本市に至る路線で、中部山岳地区を横断し北陸と関東を直結する主要な道路である。上高地入口の中之湯温泉西にある安房峠（E・L 1,820 m）は中でも最大の難所で岐阜県と長野県境にあり、急しゅんな地形と火山地帯のぜい弱な地質、加えて貴重な中部山岳国立公園内の環境破壊と自然保護、厳しい冬期の厳寒と積雪の気象条件による交通途絶は地表ルート案に対し幾多の難点を内包させ、可能ならばここに安房トンネル（延長4.5 Km）を建設したいとの方針により、昭和42年から各種調査がなされている。基本調査の他に、ここでは並行して既往高熱トンネル各種データ、完成後坑内気温上昇予測調査、火山噴火と地震、湧水圧調査、環境アセスメント調査もなされているが、割愛させていただく。



図一 安房トンネル調査位置図

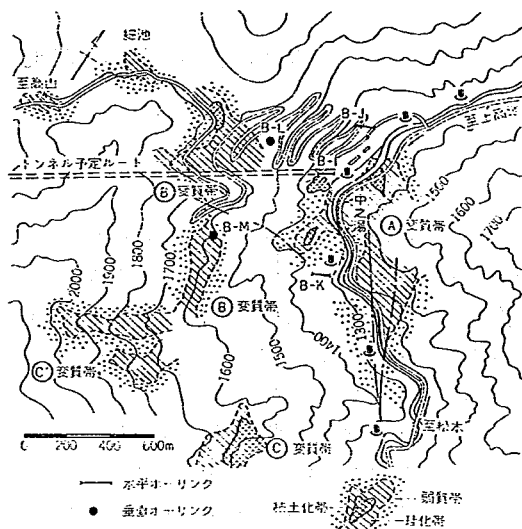


図二 安房トンネル総合地質断面図

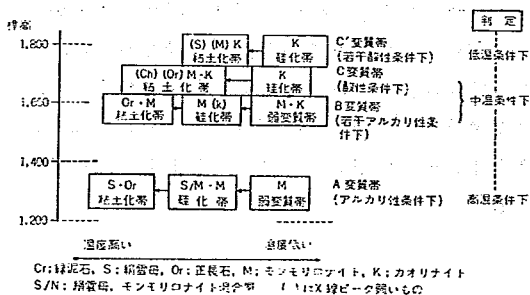
平湯～安房峠～中之湯間は、北アルプスの南端に位置し北に焼岳、白谷山、南に十石山、乗鞍岳の火山群が配列し、これを取りまく山体は急しゅんな地形を呈する。安房峠は、白谷旧火山の溶岩が流れ、古生層に接して形成されたもので、基盤岩類と火山噴出物との境界付近には安房原、小鉛沢、細池などの湿原や窪地が存在、特異な地形を示す。この区間の地質は古生層の粘板岩、砂岩、チャートおよびこれを貫く中生代～古第三紀の貫入岩を基盤として、これに第四紀の火山噴出物、段丘堆積層、崖錐堆積層が乗っている。古生層は大小の断層で切断され、貫入岩による熱変質でホルンフェルス化している所もあり、特に東側の中之湯温泉付近では熱水変質作用により、粘土化および珪化作用を受けている。貫入岩類はアブライト花こう斑岩、石英粗面岩（流紋岩）などよりなり、主に細池より中之湯にかけて分布する。噴出岩類は安山岩、凝灰角れき岩よりなり、平湯側では白谷山火山から噴出され厚く堆積し、岩質的に未固結の部分もきょう在し、また透水性に富む部分もある。

中之湯側では、一部に古期崖錐の上に焼岳よりもたらされた凝灰角れき層および段丘堆積層が分布する。断層は主にトンネルルートに平行または鋭角で交わる方向のものが多く、中之湯側では小断層が発達、これに伴って各所に温泉変質帯が認められる。

弾性波探査の結果では、トンネル基面の古生層は $5.5 \sim 4.5 \text{ Km/sec}$ を示し、平湯側にある火山噴出物の所は 2.9 Km/sec の低速度を示し、旧河床などの基盤岩の凹地に堆積した形をとることがボーリングの結果判明している。



図一三 安房トンネル中之湯付近温泉変質帯分布図



図一四 熱変質帯の分布高さと熱影響推定図

2. 温泉および変質帯

当地区周辺には、西の平湯側には高原川に沿って平湯、一重根、福地などの温泉、東側では、梓川沿いに中之湯、坂巻の温泉が湧出し、地熱地帯となっている。温泉はいずれも白谷山、焼岳などの火山の地下深所にあるマグマだまりから発生する1次的な熱水、高温高圧のガスが地表近くへ上昇し、地表からの地下水が、この熱により加熱温泉となって古生層の構造線断層などに沿って湧出するものと推定される。

温泉の泉質および泉温は平湯側は重曹泉、食塩泉が多く65℃~98℃と高い、梓川沿いの中の湯、坂巻温泉のものは硫化水素、硫黄泉が多く、自噴泉で川筋には71か所にのぼる自噴個所があり、40℃~90℃まで各種のものが存在する。また、付近には温泉変質帯が分布し崩壊個所もかなり認められ、地熱調査にとって、温泉変質帯の分布と性状を調査することは基本と考えられたので、特に地表地質踏査を実施、粘土試料を採取、X線回析を行った。変質帯は弱変質帯、強変質帯、粘土化帯に分類され、その性状および原岩により3地区に分けられ、いずれもが梓川に面した斜面に分布している。

- (1) A地区変質帯……梓川沿いの主として温泉湧出地帯に分布する変質帯で断層系および石英粗面岩の分布と一致し、主に岩石の割れ目、断層に沿って分布、強く粘土化を受けている。粘土帯の変質鉱物は主に石英、斜長石、絹雲母でこの他モンモリロナイトで、アルカリ性、中温~高温条件化の組み合わせで絹雲母が特徴である。
- (2) B変質帯……158号線とスーパー林道分岐点を中心に分布し、古生層とアブライトが変質母岩で珪化変質が主体となり、モンモリロナイト、K長石、カオリン、絹雲母で、弱酸性~アルカリ性、中温条件下で生成した。
- (3) C変質帯……スーパー林道沿いにあり比較的小範囲に分布、石英、K長石、カオリン、モンモリロナイト緑泥石、炭酸塩鉱物の組み合わせで、酸性~アルカリ性で緑泥石、炭酸塩鉱物が特徴である。C'変質帯は変質帯とはほぼ同様な分布であるが、カオリンのX線ピークが強いのが特徴で、C変質帯よりも若干酸性、低温条件下で生成されたと考える。

以上の変質帯を分布する標高、影響した熱の高低別に表してみると図-4のとおりとなる。これはあくまでも推定ではあるが、梓川沿いの下部標高で高温条件下にあったと推定されることは、現在高標部の地表で低温条件下の粘土鉱物が存在していれば、地下深部において高温条件下の粘土鉱物が存在する可能性があり、そのことは地中においても、この程度ないし若干高温となることが限度ではないかと推測できる。

3. 地温・地熱

普通の土地では、平均して約3℃/100mの割合で地温が高くなるとされているが、地熱地帯では地下に熱源があり一般とは非常に異なったものになる。地温、地熱調査は、温泉調査な

どで用いられている「地温探査法」で、浅所の地中温度分布から地下熱源の位置、深さ、形状、温度を推定するもので、その各種調査と方法は図-5のフローチャートに示す。調査は平湯地区、中之湯地区とも実施されたが、本文では、特に問題となった中之湯地区を述べるものである。

3-1 1 m深地温分布

調査範囲は、中之湯温泉から坂巻温泉にかけての1.0 kmで、50 m間隔に測点を設け1 mの地温を測定した。 $\phi: 16\%$ 、1.5 mの銅棒を地表から打ち込み、孔底に棒状水銀温度計を約10分そう入する方法をとった。

この深度の地温は、測点固有の地温に季節変化が加わるので、一定日の地温に補正しなければならない。また、樹木の日蔭や日当たりの良い場所、地形の影響も出るし地下水の有無も関係する。この事項の影響は測定誤差範囲が2~3℃とされており、当地区全体の傾向を表現するために、全測定値から2元10次曲面式を最小自乗法にて求め、データ処理を行い平滑化を行った。この結果は図-7に示す。これによると、局所的なものは消え高温部は梓川筋に最も顕著なものを見ることができ、トンネルルート方向の西山腹に延びたものは、中之湯付近からスーパー林道入口付近に至るものと、東電湯川発電所取入口付近から南西に延びるものとがある。

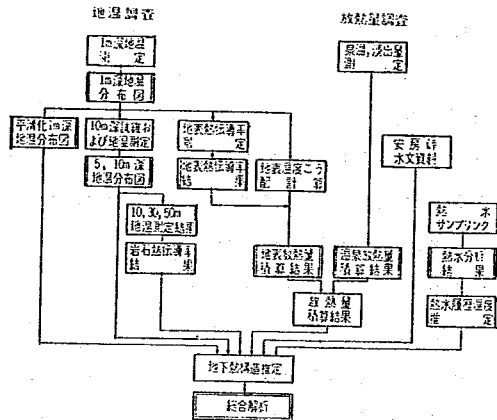


図-5 調査フローチャート

3-2 5 m, 10 m深地温分布

1 m深地温分布図より5 m, 10 m深地温測点を選び6.6%ボーリングを行い、サーミスタ温度計で測定した。日変化は無視し、季節(年)変化補正は中之湯気象データより年変化振幅を求め、特殊熱源のない平湯地区で求めた熱拡散率を出して、測定地温を補正した。局所補正については著しくないと考えて行わず、解析において仮定を立てる目安とした。

3-3 50 m深地温

この地温は、地熱推定値のチェックに用いるものであるが、地温こう配の測定、岩石の熱伝率測定を実施した。結果は表-1のとおりで、地温こう配は平湯測は普通の地区と差はないが、中之湯側では10倍と大きく、小船沢でもかなり高いことが判明した。

3-4 水平100 m (B-I) 試錐地温測定

トンネル予定ルートのうち、湯坑口において水平100 mボーリングを行ったが、地質は温泉変質を受けて粘土化し、非常に悪く、コアはスライムとなり、坑口温度は18℃であったのが最深处では97℃に達し、温泉は5.6 m付近から8 l/min 湧出した。

3-5 放熱量調査

地中から地表に運ばれる熱としては、土地の熱伝導によるか温泉水、蒸気ガスなどが考え

られる。地表面からの放熱は、単位時間あたり単位面積から放出される熱量 q として、地温こう配 $d\theta/dz$ と表土の熱伝導率 K との積で表される。算定にあたっては、1 m 深地温分布と同様の補正がなされた。噴気による放熱量は、ペンズマン式地熱熱量計ならびに湯原式噴気密度測定法にて補正して求めた。

中之湯地区に分布する71温泉源について泉温、湧出量を調査したが、放熱量は次式によって求められる。

$$Q = \sum C P q (\theta - \theta_0) \quad (3.1)$$

Q : 放熱量, q : 単位時間流量, C : 比熱

P : 密度, θ : 泉温, θ_0 : 基準温度

この他にも多量の温泉が梓川川床などから湧出しており、流入する熱量の推定は次のように行った。すなわち、梓川に一定区間約450 mの区間を設け、上流および下流地点の水温流量を測定すれば、河川流量に比べて当区間内流入する温泉水の量を無視するくらい少ないと考えた場合、熱量は、上流・下流観測地点の温度変化量の積として求められる。また、本調査地域内温泉の平均温度は67℃であるから計算熱量から、流入する温泉の量は川床からの熱伝導を無視すれば60 l/sec となり、温泉湧出量調査で求められた15 l/sec の3倍の温泉が川床から湧出していると考えられる。

以上の結果は表-2のとおりであり、単位面積あたりでは別府温泉に匹適しており、総放熱量でみた場合、内97%は温泉によるものであることが判明する。

3-6 熱水分析

調査地域の温泉の履歴を地るために熱水分析を実施した。分析種目は、pH, Cl, SO₄, HCO₃, Na, Ca, Mg, Feなどである。その結果の詳細な点は略すが、硫化水素、硫黄泉でpH=6~8の中性~弱アルカリ性である。地下深所における熱交換の温度指標となるのはNa/K比とされており、Elissの方法で最高温度を求めるヒストグラフにまとめると図-6のようになり、これによると200℃のものもあるが170℃前後が最も多い、ただしこの結果は、温泉が通過してきた温度を示すものであって、その深度は判明せず定量的には分らない。

表-1 地温こう配, 熱伝導率測定結果

調査地点	地温こう配 °C/cm	岩石の熱伝導率 Cal/cm·sec·°C
中之湯側B-1 (50m)	1.0×10^{-3}	$4.0 \sim 8.4 \times 10^{-3}$
" B-2 "	1.5×10^{-3}	$5.1 \sim 7.3 \times 10^{-3}$
" B-3 "	2.6×10^{-3}	$4.3 \sim 6.8 \times 10^{-3}$
* " スーパー林道B-M (320m)	3.8×10^{-3}	—
* " ヘヤピンB-4 (200m)	6.6×10^{-3}	—
小船沢B-E (320m)	1.1×10^{-3}	—
白谷山B-D (295m)	2.7×10^{-3}	—
平湯側B-1	1.3×10^{-3}	$4.7 \sim 8.7 \times 10^{-3}$
" B-2	2.5×10^{-3}	$2.3 \sim 2.8 \times 10^{-3}$
普通の地域	$1 \sim 3 \times 10^{-3}$	—

* その後の調査で実施する

表-2 放熱量調査結果と主要温泉地との比較

地域名	面積 km ²	地表熱 流量	噴気による 熱量	泉温による 熱量	計	熱階級
中之湯調査区域	0.6	0.09	0.01	3.1	3.2	IV
定山峡	0.6	0.3	0	9.7	10.0	V
層雲峡	0.8	0.5	0	1.4	1.9	IV
箱根大涌谷	0.06	0.02	3.8	1.0	4.8	IV
熱海	3.0	—	0	22.0	22.0	VI
別府	7.0	—	17.3	20.0	37.3	VI

注: 調査地域の放熱量は年平均気温(87°C)を基準とした場合

3-7 水収支の検討

一般に、温泉地域は普通の地域とはけた外れに大きい熱が地表に運び出されており、これは熱伝導ではなく岩石の割れ目、断層などを通じて流体による熱水系によって運び出されている。当地区でも温泉湧水機構については、安房峠を含む分水嶺に囲まれた小船沢、細池などの窪地を含む地区を集水域と仮定し、雨の一部が地下に浸透、地下において加熱エネルギーの供給を受け温度上昇し、中之湯温泉付近に湧出していると考ええる。実際、中之湯温泉について2か月間泉温と湧水量との関係

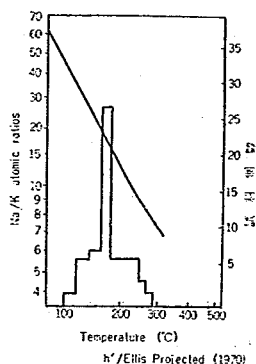


図-6 Na/K比-温度-ひん度分布

について観測したが、結果は負の相関、すなわち量が減ると温度上昇、増加すると下降の傾向が現れ、降雨との関係では、降雨量を10日間移動したグラフを作成すると泉量と正の相関が認められ、降雨が温泉源を涵養していることが判明する。当地区の年間平均降雨量は、2,900 mmと推定され、集水面積は3.9 km²であるから供給水量は360 l/secであり、温泉湧出量は60 l/secと求められているから、年間降雨量の約20%が温泉となっているとみられる。

4. 特殊熱源の位置と大きさ

地下にある特殊熱源の位置と大きさに関してのアプローチには、いろいろな方法が考えられる。2次元的なものとしては、小船沢および細池から流入した水量 q の地下水は、地中を流動する間に単位面積あたり f の地熱エネルギーの供給を受け温度が上昇するが、同時に地表面に対し熱伝導 K によって放熱を行いながら梓川付近に達するもので、2次元の断面について、地下の水温は地表面のこう配、湧水口から距離によって関数として方程式で表される。これについては一応計算して求め、次の3次元的な考察の際の資料に用いたが、ここでは略す。

3次元的な考察の方法としては、次のような考え方による。すなわち、地下深所に埋設された特殊熱源から定常的にあるポテンシャルを持つ熱力が働き、これが地中を伝って地表面から放出されるとの考えで運動方程式を立て、各種熱的条件などを仮定して、地中浅所で測定した地温、放出される総熱量などに合致する熱源の大きさ、位置その他温度などを定量的に推定し、これを基に地中全方向の地温分布を予測する方法である。その場合仮定として、地表面は無限に広がった平面とし、地中の温度こう配は深さに関係ないとみなす。特殊熱源の形は、ある太さの無限に長い円柱形で、その軸線は地表面と平行し定常状態と考える。ここに長さの単位としてmを用いると、1 m深地温は近似的に下記の方程式で表される。

$$\theta = \left[\frac{\theta b}{\log \frac{b+a}{b-a}} \log \frac{(1+a)^2 + x^2}{(1-a)^2 + x^2} + \frac{4(1+a)}{h(1+a)^2 + x^2} \right] \quad (4.1)$$

ただし、 θ_1 は 1 m 深の地温、 θ_b は特殊熱源の温度で中之湯水平ボーリングで確認した岩盤最高温度の 97℃ を参考にして、100℃ とする。 b は特殊熱源の中心深度、 a は熱源の半径を r_0 とすると $a = \sqrt{b^2 - r_0^2}$ であり、 x は熱源の中心からはかった水平距離、 h は Newton の冷却係数 $h' = 0.88 \text{ (m}^{-1}\text{)}$ と土地の熱伝導率 K との比である。

図-7 に示す 1 m 深地温分布図において、各方向に 15 断面をとって x 軸に距離、 y 軸に地温の高さをプロットして地温最高点 ($x = 0$ とし 1 m 深地温を $\theta_{1.0}$ とする) 直下熱源中心を求め、地温の変曲点までの距離 S を求めた。

$$a = \sqrt{3 \cdot S} \quad (4.2)$$

$$r_0 = \sqrt{b^2 - a^2} \quad (4.3)$$

$$\log \frac{b+a}{b-a} = \frac{4\theta b}{a \times \theta_{1.0}} \left(1 + \frac{1}{h}\right) \quad (4.4)$$

の 3 式が求まり、これより円柱の半径 r_0 、円柱の中心深度 b を求めることができる。

この結果の 100℃ 面を標高で表すと、100℃ 等温面等高線図ができ、地熱分布を明瞭に表す。図-7 にはトンネル基面の約 1,300 m 高さ以上この 100℃ 面が出る範囲をハッチで表し、トンネルルートでは図-8 のとおりとなる。

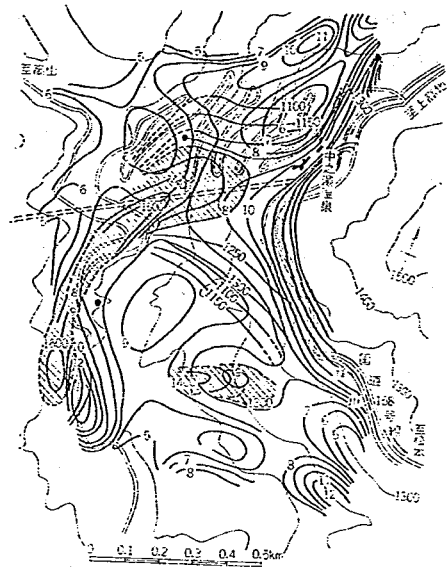


図-7 平滑化 1 m 深地温分布および 100℃ 等温面等高線図

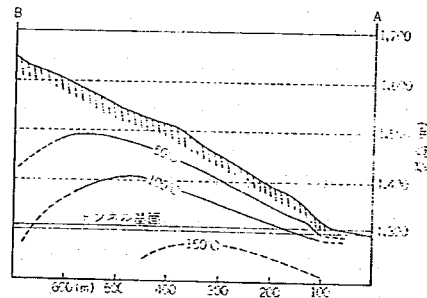


図-8 トンネル予定線付近 A-B 断面図

5. その後のボーリング調査による結果

一応、前項までは地温、地熱調査について 49 年度の前半までの資料を用いてまとめたものである。この成果を用い、さらに中之湯地区にトンネルルートを南北に移動した場合のことを考慮に入れて、その後垂直ボーリング 2 本 (B-L, $l = 200 \text{ m}$)、(B-M, $l = 320 \text{ m}$)、水平ボーリング 2 本 (B-J, $l = 100 \text{ m}$)、(B-K, $l = 100 \text{ m}$) が実施された。垂直孔の地温測定結果については、2 本とも孔底では 90℃ 前後に達している。これの上昇率について、小船沢の結果とともにまとめたのが図-9 であり、地下水面下では、地温こう配は平均 0.4~0.7 C/m に達することが判明した。

水平孔の 1 本は坑口予定地点の北側 150 m (B-J)、もう 1 本は南側 500 m (B-K) にて実施した。前者では、地表より孔底まで未固結の火山噴出岩および古期崖錐堆積層で透水性に富み、最大 600 l/min に達する大量湧水のみ、その温度は 8.5~48℃ と部分深度によっ

て変化し、熱水が間欠的に湧水していると推定された。後者では、石英粗面岩で弱変質を受けており、しかも高熱地帯にあたり、孔口付近で70℃のものが孔底では岩温が120℃、熱水湧水は6㍓で非常な高熱地帯となっている。垂直ボーリング結果と100℃等温面等高線図、図-7との対比については、B-L地点では実際の方がモデルより標高で54m低くなり、B-M地点ではモデル計算はなく不明であるが実際の方が低く出ており、今後新資料による再チェックが必要となってくる。

6. まとめ

今回の調査をまとめると以下ようになる

- (1) 安房トンネル予定地点の地質は、平湯側に旧火山の白谷山からの凝灰角れき岩、溶岩があり、トンネル掘削にあたっては透水性に富むため、地下湧水に注意する必要がある。
- (2) 現在のトンネルルートに影響を与える温泉、地熱地帯は中之湯側に存在し、温泉余土、地温調査の結果からは梓川の西岸約1kmの範囲で、その南北の幅は2kmに達し、全然別のルートに移さないかぎり、E.L. 1,300mの基面では70~100℃またはそれ以上の地熱地帯に遭遇し、地温が高いばかりでなく高熱水が湧出する。
- (3) 地熱地帯では、岩石が熱水作用で粘土化、ぜい弱化しており、地耐力、土圧の点も重大な影響が出てくると推定される。したがって、トンネル掘削にあたっては、高熱岩石、温泉水の影響ばかりでなく、地質の軟弱さからもたらされる種々な問題をも内包しており、本工事着手前に実際の導坑などによる試験工事などを実施して、その問題を解決しなければならないことも十分予想される。

最後に、過去の高熱トンネルの実例としては、岩盤温度175℃に遭遇した新黒三導水路トンネル（富山、施工昭和13年ならびに同37年）、同じく132℃を記録した小和瀬発電所導水路トンネル（秋田、施工昭和34年）などがあり、技術的に克服できたものとして有名であるが、近年の労働情勢の変化では果たして現在でも同じ工法が採れるとは限らない。さらに上記は、いずれも完成後、水路トンネルとして水が通っているだけであるが、自動車および人間が通行するにはどんな問題が発生するか詳細な点を将来詰めなければならないと考えており、今後各方面からの先輩諸兄のご指導を切にお願いする次第である。

最後に、この調査を含め安房トンネル計画全般についてご指導をいただいている「安房トンネル技術調査検討会」の諸先生、諸先輩に心から厚くお礼申し上げるものである。

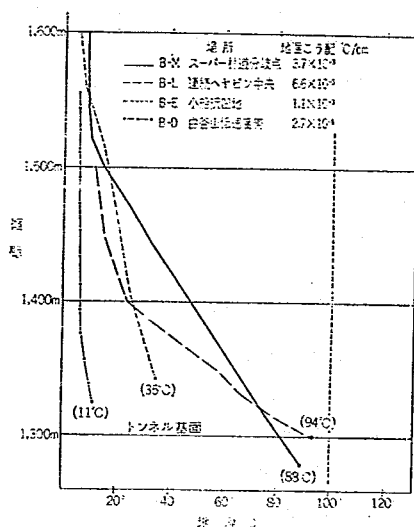


図-9 安房トンネル垂直ボーリング地温変化

3. 下呂トンネル地質調査に於ける問題点

1 組織上の問題点

- (1) 組織の細分化
- (2) 人員の移動
- (3) 年月の経過……資料の保管

2 地質調査コンサルタント

- (1) 地表踏査の表現及び解釈
- (2) 土木的経験の不足
- (3) ボーリングコアの採取率
地質状況と技術力

3 設計コンサルタント

- (1) 提供される資料の限定，現場踏査の不足
- (2) トンネル工事経験者の不足
- (3) 物探結果を最重要視

4 問題点となつた地質項目

- (1) 阿寺断層の規模確認と性状把握
- (2) 調査資料の解釈と工法への反映
- (3) 北口坑門工付近の崖錐
- (4) 下呂温泉に対する影響
- (5) 地下湧水と土砂噴出

第8回地質担当者会議資料

土研資料第1051号

昭50.6 (1975)

建設省土木研究所地質研究室

要旨 第8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。その主なものは

1. 地質調査のあり方について
2. 基礎の設計と地盤 凍害
3. 河川砂防技術基準について
4. 法面保護工（緑化）に関する調査の問題
5. 中部地建における2～3の地質上の問題点について

郵便はがき

十円切手を
はって下手を
い

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1051号

第8回地質担当者会議資料 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印