

土と岩

1 9 9 6

No. 4 4

特集：新しい調査方法
地質調査における貴重な体験

中部地質調査業協会

「土と岩」発行案内

中部地質調査業協会の企画、編集による「土と岩」の第44号は、昨年の第43号に引き続き新機種
或いは新工法による〈新しい調査手法〉と普段の地質調査を通じて得られた経験及び失敗談などによ
る〈地質調査における貴重な体験〉を2大テーマとしました。

ここに、掲載内容の一部を簡単に紹介します。詳しくは本文をお読みください。

〈新しい調査手法〉

1. ステップ式連続波レーダ探査装置による土木物理探査法……………登内正治、笠井弘幸
〈内容紹介〉
本探査装置は電磁波を用いる地中探査装置であり、深度30 mまでの浅所地下構造を高分解能で
探査することを目的として開発した装置である。また本探査装置は電磁波反射法及び透過法に併
用できる装置であり、本編では測定原理及び探査例を紹介する。
2. 三成分コーン貫入試験の調査例……………西原彰夫、大竹則夫、西部雅英、浦田卓二
〈内容紹介〉
三成分コーン貫入試験は土質分類が可能なことから、サウンディング調査のなかで最も注目さ
れている方法のひとつである。本論文では、測定方法、データの利用方法及び解決にあたっての
留意点をまとめると同時に、調査例及び今後利用できると考えられる点についてまとめた。
3. 局所変形測定（LD T）……………西川勝弘、林 三男
〈内容紹介〉
最近、時々実施されるようになってきた局所変形測定（LD T）の目的と概要について記述し
ます。
4. 比抵抗高密度探査によるトンネル地盤調査……………上出定幸
〈内容紹介〉
最近、トンネルや地すべりなどの地盤調査に比抵抗高密度探査の適用が多くなっている。
本報告は、トンネル地盤調査への比抵抗高密度探査の適用手法（例えば、地山分類、地下水解
析）の一例を述べる。
5. 新しい「地盤調査法」について……………黒田真一郎
〈内容紹介〉
平成3年より地盤工学会（旧：土質工学会）で行われてきた「土質調査法」の改定作業が終了
し、平成7年9月に新たに「地盤調査法」と改称されて発行された。今回は多くの基準が制定さ
れ、また新たな知見も加えられたため大幅な内容変更となった。本稿では、その内容について、
説明する。
6. 孔内リングせん断試験による原位置でのC、 ϕ 測定例……………片平 宏
〈内容紹介〉
ボーリング孔を利用して、直接的に地層のせん断強さ（C、 ϕ ）を測定する方法は、ベーン試
験に代表されるように粘土を対象としている。本例は、試料採取が困難な薄層粘土や砂層あるい
は孔壁崩壊を生じ易い風化軟岩などについて、試験が可能な孔内リングせん断試験を、洪積地盤
の砂層や砂礫層の基質部を対象として行った結果を報告するものであります。
特に砂礫層のせん断評価を行う場合、きわめて有効な調査方法と位置付けられます。
7. ある第三紀凝灰岩の山岳トンネル地質調査……………和田温之、稲垣晴紀、斉藤光義
〈内容紹介〉
第三紀凝灰岩の山岳トンネルの地質調査で、地表水、湧水の比伝導度測定の初歩的調査が工事

の出水判断に役立った。また、溶結凝灰岩とその下の軟質凝灰岩との境界は、過渡現象電磁法（
TEM法）で路線方向に連続的に明瞭になり、トンネル設計に活用出来た。

さらにボーリング孔内比伝導度の測定が地山地下水の流動を簡単に知るのに役立った。

今後は、機械掘削による凝灰岩の細粒化等の工法による岩盤劣化についての地質調査も重要と
なる。

〈地質調査における貴重な体験〉

8. 地震と地すべり災害……………梅本和裕
〈内容紹介〉
兵庫県南部地震（阪神大震災）では、多くの構造物・地盤等で甚大な被害が生じたが、地すべ
り等の斜面災害も仁川をはじめとして多数発生している。今回、神戸市北方の丘陵地で発生した
「地すべり現象」について調査をする機会を得たので、ここでその結果を紹介すると共に、過去
の地震によるマスマーブメントについても整理し、地すべりに対する地震の影響について若干の
検討を加えたい。
 9. 温泉湧出地帯における低温裂か水……………安藤 登
〈内容紹介〉
奥飛騨温泉郷の一つ平湯温泉群において、自然湧出している高温泉源に近接し水井戸代替井を
設けることになった。既存地質資料からすれば、その水脈となる低温裂か水は脈状に存在してい
るものと推測され、物理探査の成果を踏まえ、さく井工事に先立ち調査ボーリングを実施するこ
とになった。
 10. ため池調査・こぼれ話……………武藤英教
〈内容紹介〉
弊社の主業務である地質調査と、グラウト工事は「ため池・ダム」の改修目的や新設工事に対
応しての調査と、その対策工事である。このことから私の体験してきた地質調査もため池の改修
を目的とした調査や、ダムサイトの調査が比較的多く、これ等の体験から裏話を含めて記述して
みました。
 11. イラクにおけるボーリング調査……………藤原 元
〈内容紹介〉
イラク北部、チグリス河の河岸丘陵地でのボーリング調査中、瀝青層（ドロドロに溶けたアス
ファルト状）に遭遇し掘進は困難を極めたが、なんとか突破した。
同じくチグリス河の水上ボーリングでは、水流が極めて速くヤグラの設置が不可能なためセッ
プ台船を急遽製作し、両岸からウィンチで引っ張り、移動させた。
- 〈技術研修会報告〉……………平野義明
〈参加した印象〉
高速鉄道烏丸線宝ヶ池工区では、トンネル坑内を見学させて頂きました。坑内が大変衛生的な
環境なのに感心しました。又、宝ヶ池や付近の湿地の環境に配慮された施工がなされ、坑内を不
透水シートで覆う施工がなされているのに驚きました。
日吉ダムの見学では、大規模な包体部の施工状況を一望させて頂きました。このクラスのダム
では魚道の建設は困難とのこと。自然界にも滝などの生物分布に対するバリエーションは存在しま
す。ダムもそのように考えれば良いのかもしれません。なにか良い方法はないのかと感じまし
た。でも生物はたくましく、「種の起源」に書かれていたように、鳥の足に絡みついた藻の中の
魚の卵として空を飛んで、私の想像を超えた分布ができるのかもしれません。なんといっても日
吉ダムの見学では案内して下さったコンパニオンの皆さんの見送りの笑顔が忘れられません。
（順不同）

目 次

ステップ式連続波レーダ探査装置による土木物理探査法	登内 正治・笠井 弘幸	1
三成分コーン貫入試験の調査例	西原 彰夫・大竹 規夫・西部 雅英・浦田 卓二	13
局所変形測定 (LDT)	西川 勝広・林 三男	24
孔内リングせん断試験による原位置での C , ϕ 測定例	片平 宏	27
比抵抗高密度探査によるトンネル地盤調査	上出 定幸	35
ある第三紀凝灰岩の山岳トンネルの地質調査	和田 温之・稲垣 晴紀・斉藤 光義	42
新しい『地盤調査法』について	黒田真一郎	49
イラクにおけるボーリング調査	藤原 元	53
地震と地すべり災害	梅本 和裕	55
温泉湧出地帯における低温裂か水	安藤 登	61
ため池調査・こぼれ話	武藤 英教	68
技術研修会に参加して	平野 義明	72
編 集 後 記		80

ステップ式連続波レーダ探査装置による 土木物理探査法

川崎地質株式会社

開発部長 登 内 正 治

課長 笠 井 弘 幸

1. はじめに

物理探査法は石油や石炭、あるいは地熱や金属鉱床などの地下資源を探査する方法として開発され発展してきた。物理探査法の基礎は地球物理学であり、地下に埋没している資源を含む地層とその周辺部分の物性値の相違を検出して資源の分布する範囲を同定する。また探査の対象が地下1,000mに及ぶ深部まで広範囲に亘るため、物理探査は精査を必要とする範囲を絞り込むための概査として用いられることが多い。さらに探査場所は山岳部や海洋などが多く、重力探査、電磁法探査及び地震探査を行う上で外部ノイズが少ないので良好な環境で探査を実施することができる。

一方、土木地質調査においては、特に地下埋設管の調査や既設構造物下部の変状調査など都市土木に係わる物理探査では深度50m以浅、取り分け深度30m以浅について高分解能の探査が要求される。また車両や工事に伴う振動、都市生活に伴って生じる地下の迷走電流などによる電磁場の擾乱は探査を実施する上で大きな障害となることがある。

以上のことから明らかなとおり、同じ物理探査と言えども、大規模深部地下調査に用いられる物理探査と土木地質調査に用いる物理探査では探査の性格が大きく異なっている。例えば、大規模深部地下調査において探査可能な深度（可探深度）が1,000mに対して分解能が10～20mの探査を行えば十分であると考えることができるが、都市土木における物理探査では可探深度30mに対して分解能1～2mの探査では十分とは言えない。また都市土木に係わる調査では、調査直後から開削工

事等が引き続き実施される場合が多いので、迅速な解析処理が要求される。

ダム基礎岩盤調査などの様に比較的大規模な調査範囲を概査する目的を有する場合を除けば、土木物理探査の立場としては可探深度30mで分解能は1m以下の高分解能でかつ迅速な探査が要求されているが、この要求に明確に答え得る探査法は現在のところ無い。

そこで既存の物理探査法から計測機器の改良によって土木地質調査に適用できる探査法を模索しているのが現況であり、ここで紹介するステップ式連続波レーダ探査装置もここに位置付けできる。

物理探査法には受動的手法及び能動的手法がある。受動的手法では地中に対してエネルギー源を与えることなく、地中のエネルギー状態を検出することによって物性値の分布を明かにする手法であり、この手法には重力探査は磁気探査などあり主としてポテンシャル量を取り扱う。これに対して能動的手法は地中に対して積極的にエネルギー源を与え、地中からの応答を検出して地下構造を明かにする手法である。能動的手法には磁場や電流を強制的に地中に与える電磁法探査及び電気探査、波動源を与える弾性波探査（反射法及び屈折法）及び電磁波探査（反射法及び透過法）などがある。

ポテンシャルを取り扱う手法では直接的に地下構造を求めることはできない。例えば、重力探査結果として得られる重力分布は間接的に地下質量の標準的地球モデルからの「くい違い」を検出しているにすぎず、重力分布を説明する地下構造は

幾通りも存在する。これらの構造から真の地下構造を抽出するためにはコントロール点における密度の鉛直分布が必要となる。また地下の微細構造を抽出する場合には不向きである。

一方、能動的手法を用いる場合には可探深度及び分解能と与えるエネルギー源の周波数の関係を吟味することが必要である。一般にエネルギー源として高い周波数を用いると分解能は上がるが、逆に地中におけるエネルギーの衰退が大きくなるため透過能力が低下して可探深度は浅くなる。

波動現象を用いる物理探査法の発信源としては前述したとおり弾性波（地震波ないしは音波）や電磁波がある。また波の成分のうち、波動を地表から発信して地中から戻ってくる反射波を解析して地下構造（ここでは地下の反射面構造）を求めるのが反射法であり、透過法では地表やボーリング孔内などの地中から波動を発信して、屈折波を含む透過波を地表ないしはボーリング孔内で受信し、これらの透過波を解析して地中における波動の伝搬速度分布や減衰分布を求める。

筆者らは波動現象を用いる物理探査法のうち、発信源として周波数帯域が広くしたがって高分解能が期待できる電磁波を用いることとし、電磁波を用いた場合の可探深度不足をどの様に補うかと言う方向から機器開発を行ってきた。

ここではステップ式連続波レーダ探査装置の原理、また同装置を用いた反射法探査結果例を紹介する。

2. ステップ式連続波レーダ探査装置の原理

電磁波反射法探査は一般的には地中（または地下）レーダ法と呼ばれている探査法である。地中レーダ法では送・受信アンテナを地表に展開し、地表で地中に向けて発信した電磁波のうち、地表に戻る反射波を解析して地中の反射面構造を求める。従来の探査装置は送信信号としてパルス波を用いるためパルス・レーダ探査装置と呼ぶこともある。

パルス・レーダ探査装置を用いる地中レーダ法

の可探深度は日本の湿潤な土壌では高々2～3m程度である。また、透過法でパルス・レーダ探査装置を用いる場合の透過距離は1,000ohm・m以上の高比抵抗帯では30～40mであり、十数～数十ohm・mの低比抵抗帯では最大でも10m程度である。一方、分解能は用いる電磁波の周波数帯域及び地中の電気特性にも依るが、おおよそ20～30cmであり、高分解能を有する。

筆者らはパルス・レーダ探索装置と同程度の高分解能を保持し、かつ探査可能な深度または距離を大きくすることを目的としてステップ式連続波レーダ探査装置の開発を行った。

2-1 送信信号の比較

パルス・レーダ探査装置とステップ式連続波レーダ探査装置の最も大きな相違点は送信信号にある。

図-1 a) はパルス・レーダ探査装置の送信信号であり、文字どおりパルス波形である。一方、同図 b) がステップ式連続波レーダ探査装置で用いる送信信号であり、同じ振幅で低い周波数成分から徐々に周波数を高い方に移しながら（この方法とチャープと呼ぶ。）正弦波を送信している様子がわかる。また図-2に示すとおり、チャープの方法は周波数の変化を切れ目無く連続的に行うのではなく、送信時間に対して段階的に周波数を変化させている。

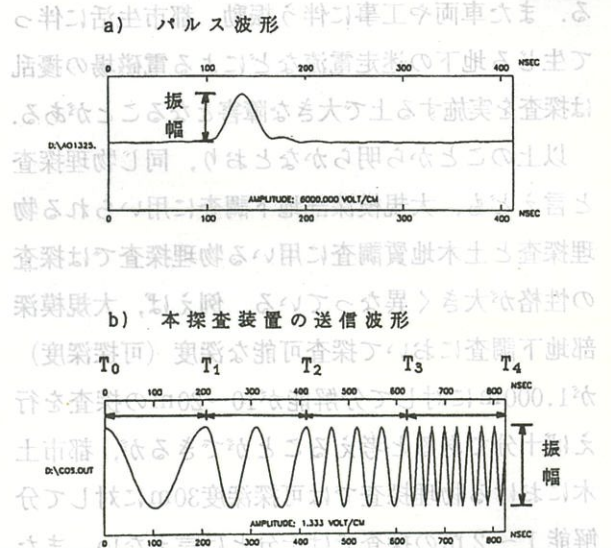


図-1 送信信号の比較

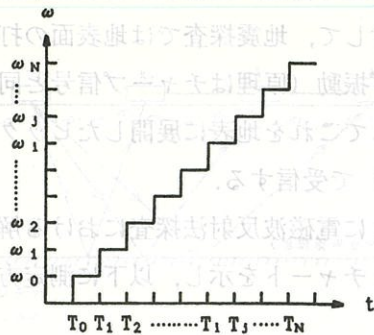


図-2 ステップ式掃引方法

可探深度を大きくするためには送信信号のパワーを大きくすれば良く、送信パワーは送信信号の自乗振幅と送信時間に比例する。また分解能は送信信号の波長が短いほど高分解能となる。

パルス・レーダ探査装置の場合、送信信号の振幅を大きくし、かつパルス波の時間幅を大きくとることによって送信パワーを大きくすることができるが、これと同時に送信信号の波長が長くなるため、分解能は低下する。すなわち、可探深度を大きくすることと分解能を上げることは両立しない。

一方、チャープ信号を用いる探査装置では正弦波を送信している時間（掃引時間）を長くとることによって送信パワーを大きくすることができるので可探深度を大きくすることが可能である。また後述する方法によってチャープ信号をパルス波に変換するが、パルス波の波長と周波数帯域幅は互いに反比例する関係にあり、送信するチャープ信号の周波数帯域幅を大きくとることによって変換した後のパルス波の波長を短くすることができるため、分解能を上げることができる。すなわち、チャープ信号を用いる探査装置においては可探深度を大きくすることと分解能を上げることは両立する。

2-2 測定原理

図-3 にステップ式連続波レーダ探査装置のブロック・ダイアグラムを示す。発信器によって発信したチャープ信号は送信アンテナを介して地中に照射されるが、その一部は受信信号とミキシン

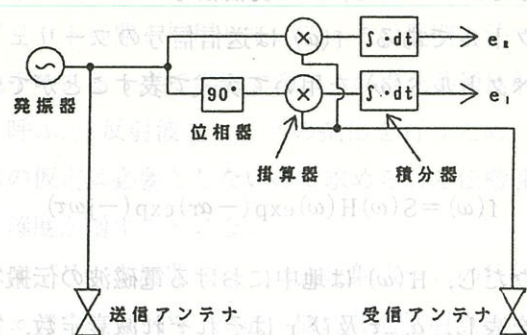


図-3 ステップ式連続波レーダ探査装置の原理

グされた後、積算して現地記録 e_R 及び e_I として保存される。

e_R は送信信号と受信信号をそのままミキシング及び積算したものであるが、 e_I は送信信号を位相変換器で 90° 位相を変位させた後、ミキシング及び積算したものである。また出力波形は e_R を実数部とし、 e_I を虚数部とする複素数をフーリエ逆変換して求める。

図-1 b) 及び図-2 を参照して、チャープ信号のうち時間区分 $T_i \sim T_j = \Delta T$ に着目するとき、送信信号及び受信信号をそれぞれ $S(t)$ 及び $f(t)$ と表す。したがって送信信号は

$$S(t) = a \cdot \cos(\omega_i t)$$

と表すことができる。ここで a は送信信号の振幅値であり、掃引時間に係わらず一定である。また送信信号のフーリエ・スペクトル $S(\omega)$ は

$$S(\omega) = (\Delta T/2) \cdot a$$

となり、周波数には無関係であり、かつ実数である。一方、 e_R 及び e_I は

$$e_R = a \int_{T_i}^{T_j} f(t) \cos(\omega_i t) dt$$

$$e_I = -a \int_{T_i}^{T_j} f(t) \sin(\omega_i t) dt$$

と書くことができる。次に e_R 及び e_I をそれぞれ実数部及び虚数部とする複素数 e を導入すると、

$$e = a \int_{T_i}^{T_j} f(t) \exp(-j\omega_i t) dt$$

$$= a \cdot f(\omega_i)$$

となる。ここで $f(\omega)$ は受信信号のフーリエ・スペクトルである。 $f(\omega)$ は送信信号のフーリエ・スペクトル $S(\omega)$ を用いて次式で表すことができる。

$$f(\omega) = S(\omega)H(\omega)\exp(-\alpha r)\exp(-j\omega\tau)$$

ただし、 $H(\omega)$ は地中における電磁波の伝搬特性を表し、 α 、 τ 及び r はそれぞれ減衰定数、電磁波の伝搬時間及び伝搬距離を表す。

したがって、複素数 e は、

$$e = c \cdot H(\omega) \exp(-\alpha r) \exp(-j\omega_1 \tau)$$

$$c = (\Delta T/2) \cdot a^2 = (\text{定数})$$

複素数 e をフーリエ逆変換して出力波形 $g(t)$ を求めると、

$$\begin{aligned} g(t) &= \int_{-\infty}^{\infty} e(\omega) \exp(j\omega t) d\omega \\ &= c \cdot \exp(-\alpha r) \int_{-\infty}^{\infty} H(\omega) \exp(-j\omega\tau) \exp(j\omega t) d\omega \end{aligned}$$

となる。数十 MHz 帯の電磁波では地中において分散現象は殆ど起こらないので伝搬時間 τ は周波数に影響されないと考えることができる。したがって、

$$\exp(-j\omega\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} \delta(\xi - \tau) \exp(-j\omega\xi) d\xi$$

$$H(t - \xi) = \int_{-\infty}^{\infty} H(\omega) \exp[j\omega(t - \xi)] d\omega$$

と置くことができるから、

$$g(t) = c \cdot \exp(-\alpha r) \int_{-\infty}^{\infty} \delta(\xi - \tau) H(t - \xi) d\xi$$

と書くことができる。 δ -関数はパルス時間幅が零であるパルス波であるから、出力波形 $g(t)$ は電磁波の地中伝搬を考慮したときのインパルス応答波形であり、基本的に伝搬時間 τ の位置にパルス波形を成す。

3. 電磁波反射法探査

測定方法及び解析方法の原理は陸上反射法地震探査とほぼ同じであり、用いる発信源の相違から、

電磁波探査では送・受信アンテナを地表に展開するのに対して、地震探査では地表面の打撃またはスイープ振動（原理はチャープ信号と同じ）を発振源としてこれを地表に展開したピック・アップ（地震計）で受信する。

図-4 に電磁波反射法探査における解析方法のフロー・チャートを示し、以下に測定方法の概要を示す。

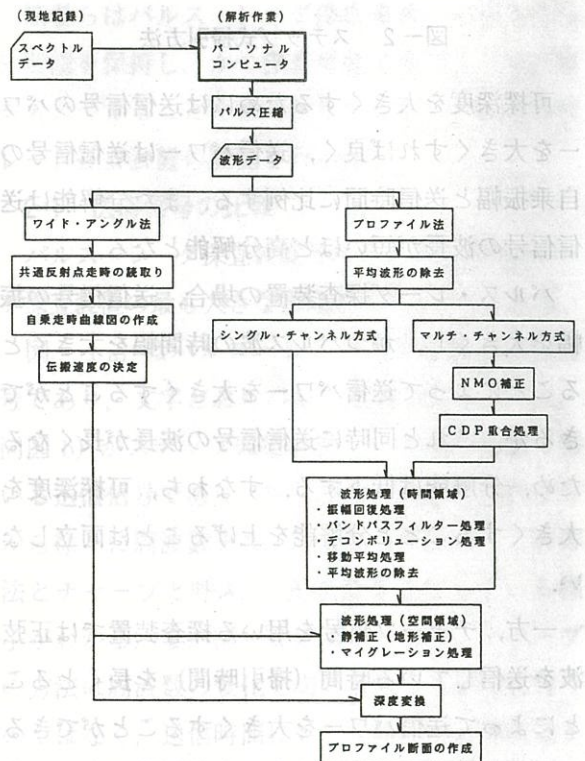


図-4 電磁波反射法探査の解析方法

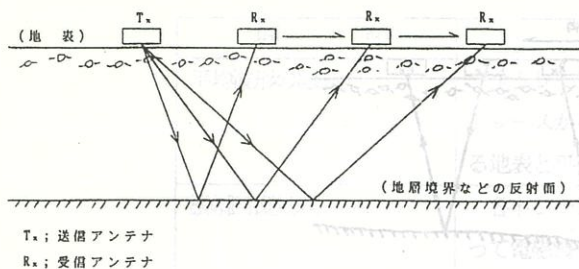
3-1 測定及び解析方法

現地測定はワイド・アングル法とプロファイル法から成る。ワイド・アングル法は地中における電磁波の伝搬速度を求めるために実施し、プロファイル法は地下の反射面構造を求めるために実施する。

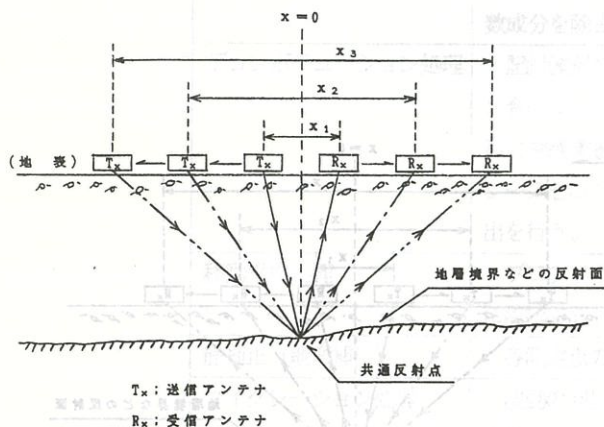
(1) ワイド・アングル法

通常、ワイド・アングル法と言う場合には図-5 a) に示す様に送信アンテナを地表の一点に固定し、受信アンテナを移動しながら反射信号を受信する。送受信アンテナ間距離と反射波の走時（伝搬時間）から地中における電磁波の伝搬速度

a) 通常のワイド・アングル法



b) スプリット展開法



c) スプリット展開による記録波形例

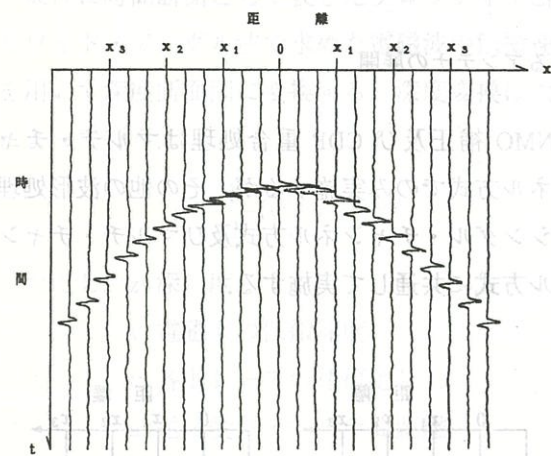


図-5 ワイド・アングル法におけるアンテナの展開

を求めるが、図中に示すとおりこの展開方法では暗に地下の反射面が地表に平行して平坦であることを仮定している。

しかし、いつもこの仮定が成り立つとは限らないため、筆者らは同図 b) に示す送・受信アンテナ

ナを地表のある一点に対して等距離に配置するスプリット展開を採用している。この展開方法では地下のある一点で反射する（この点を共通反射点と呼ぶ。）反射波フェーズの抽出を行うため、全出の仮定は必要としないので求められる伝搬速度の確度が増すことになる。

スプリット展開による共通反射点からの反射波フェーズは同図 c) に示す様に共通反射点直上を中心として上に凸の曲線上に現れるため、これらの反射波フェーズの走時を読み取り、次式を適用することによって伝搬速度を求める。

$$t^2 = \frac{1}{v^2} x^2 + (2d/v)^2$$

ただし、 t : 共通反射点からの反射波走時

x : 送受信アンテナ間距離

v : 共通反射点深度までの平均伝搬速度

d : 共通反射点深度

上式を参照して $t^2 - x^2$ のグラフを作成し、グラフに当てはめる直線の勾配から伝搬速度を求めることができる。

(2) プロファイル法

プロファイル法には大別するとシングル・チャンネル方式とマルチ・チャンネル方式の2種類の方式がある。

図-6 a) 及び b) にシングル・チャンネル方式及びマルチ・チャンネル方式によるアンテナの展開法を示す。

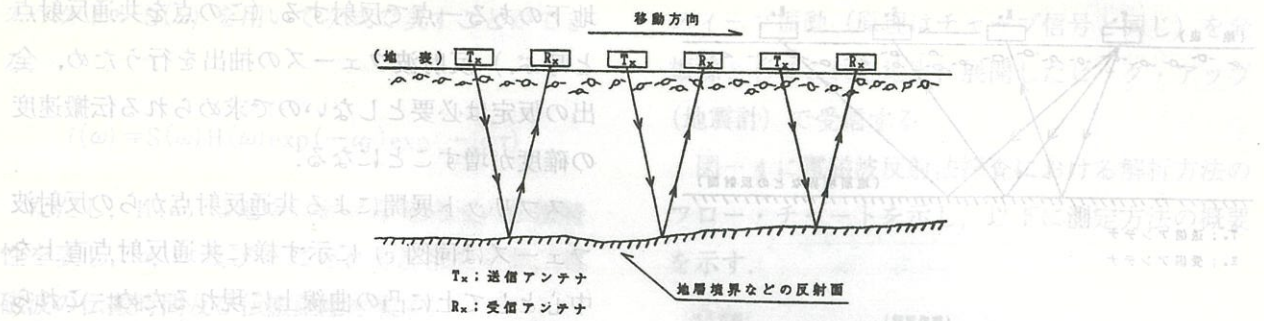
シングル・チャンネル方式では一定間隔に離して設置した送・受信アンテナを同時に移動しながら計測を行う。これに対して筆者らの行うマルチ・チャンネル方式では測線上に等間隔に設定した各測定点においてスプリット展開を実施する。

(3) 波形処理

波形処理はプロファイル断面(反射断面図)に含まれるノイズ成分を極力排除して反射波フェーズを相対的に明瞭にし、S/Nを向上させることを目的として実施する。表-1に波形処理の概要を示す。

プロファイル法のうち、マルチ・チャンネル方

a) シングル・チャンネル方式



b) マルチ・チャンネル方式

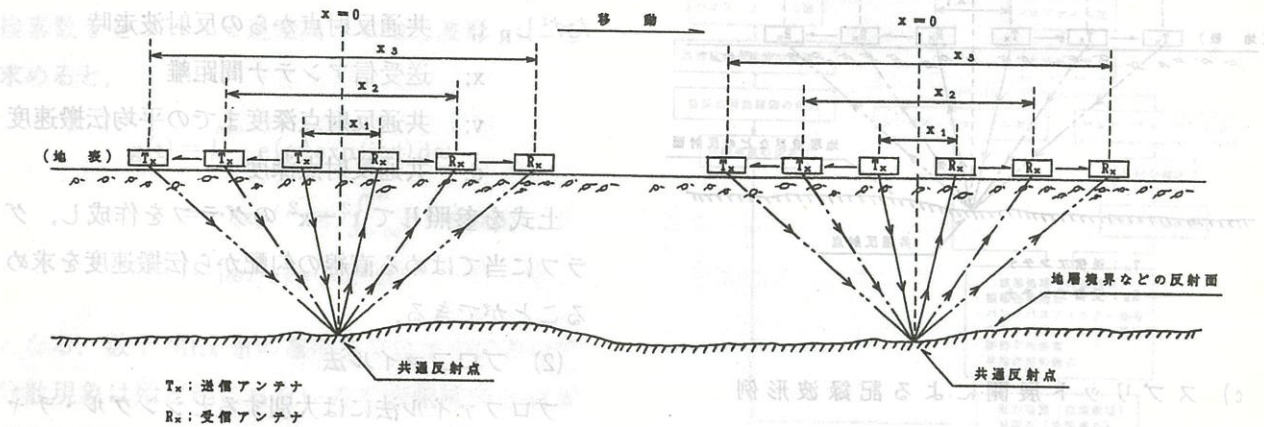


図-6 プロファイル法におけるアンテナの展開

式では取得した記録波形（トレース）を各測定点毎に集めてトレースのグループを作る。このグループを CDP アンサンブルと呼ぶ。CDP アンサンブル毎にワイド・アングル法と同様に共通反射点の反射波フェーズを求め、送受信点間隔が最も短いときのトレース（このトレースをニア・トレースと呼ぶ。）上に現れた反射波フェーズの位置に残りの CDP アンサンブル中のトレースに現れた反射波フェーズを一致させる操作を行う。この操作は NMO (Normal Move-Out) 補正と呼ばれており、図-7 に示すとおり NMO 補正後の CDP アンサンブルを足し合わせて1本のトレースを生成することによってノイズを除去して明瞭な反射波フェーズを再現することができる。この操作を CDP 重合処理と呼ぶ。

NMO 補正及び CDP 重合処理はマルチ・チャンネル方式でのみ実施するが、その他の波形処理はシングル・チャンネル方式及びマルチ・チャンネル方式に共通して実施する。

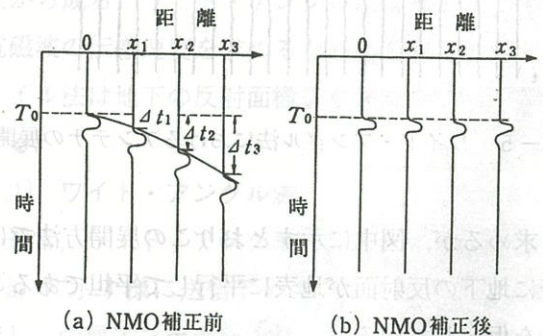


図-7 NMO 補正の原理²⁾

表－１ 波形処理の概要

項 目	処 理 内 容
平均波形の除去	全トレースを横方向に平均して１本の平均波形を生成し、各トレースから平均波形を差引くことでプロファイル断面に現れる地表と平行する縞模様状のノイズを除去する。
振幅回復処理	各トレースの時間軸上で信号の増幅倍率を制御することによって電磁波の地中伝搬に伴う透過減衰を補正して記録振幅の回復を行う。
バンドパスフィルター処理	ブラックマン・ウィンドー関数を時間領域で各トレースとコンボリュージョンすることにより、送信周波数帯域以外の周波数成分を除去する。
デコンボリュージョン処理	記録波形を時間幅の短いパルス波形に圧縮する。 各トレースに共通する基本波形を抽出し、基本波形をパルス波に変換する逆フィルターを作成し、この逆フィルターと各トレースをコンボリュージョンすることによって反射係数列の抽出を行う。
移動平均処理	プロファイル断面上で反射波フェーズの連続性を上げるために隣接するトレース間で横方向に移動平均を行う。
静補正（地形補正）	各測定点の標高差が反射波の走時に与える影響を補正する。
マイグレーション処理	波動の回折現象による偽像を除去し、真の反射面構造を抽出する。

最後に時間断面として表したプロファイル断面をワイド・アングル法で求めた電磁波の伝搬速度を用いて深度断面図に変換する。深度変換は次式によって行う。

$$z = -\frac{1}{2}(v^2 t^2 - a^2)^{1/2}$$

ただし、 z ：深 度

v ：電磁波の伝搬速度

t ：各トレースの往復走時

a ：送・受信アンテナ間距離

3-2 探査結果例

ここではステップ式連続波レーダ探査装置を用いて電磁波反射法探査を実施した例を紹介する。

実験地は神奈川県横須賀市地内にある比較的緩やかな地すべり斜面¹⁾であり、浅層地すべりにより発達した起伏に富んだ地形を呈し、部分的には土塊状であったり、亀裂や滑落崖の発生などにより崩壊している状況である。また地すべりの状況

は旧地すべりの浅層部に新たな浅層地すべりが発達しており、旧地すべり面の深度は５～１０ｍにあり、浅層地すべり面は深度１～３ｍに推定されている。実験地周辺は西北西－東南東走向の「北武断層帯」に属し、新第三紀中新世葉山層群の泥岩が分布している。

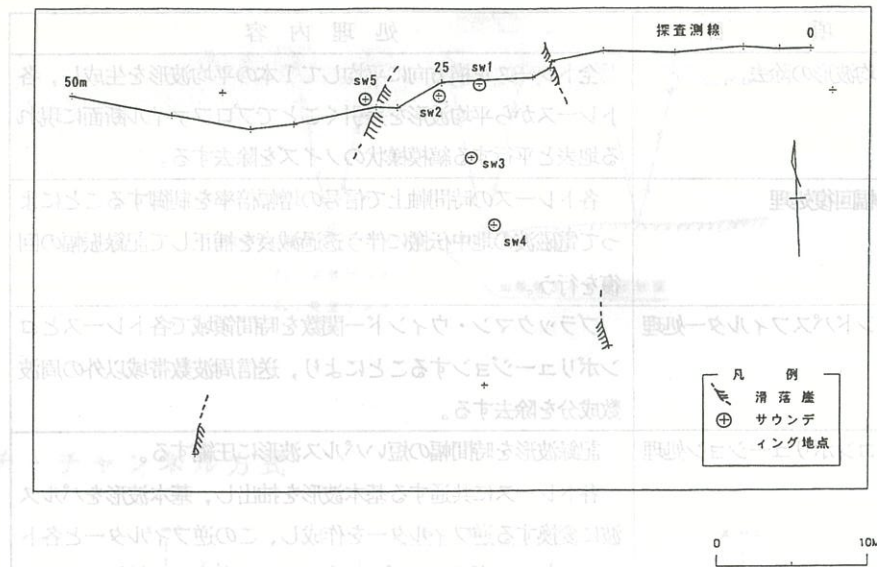
図－８ a) 及び b) に探査測線の配置を示し、測定内容を表－２に示す。なお、ここで示す探査結果例はシングル・チャンネル方式で行ったものである。

また探査測線周辺では調査ボーリングを実施していないので明確な地質構造は把握できていないが、図－８に示す様にサウンディング調査を５箇所

表－２ 測定内容

項 目	測線長	測点数	測定間隔	測線数
ワイド・アングル法	50m	25点	2 m	1 測線
プロファイル法	49m	50点	1 m	1 測線

a) 平面図



b) 断面図

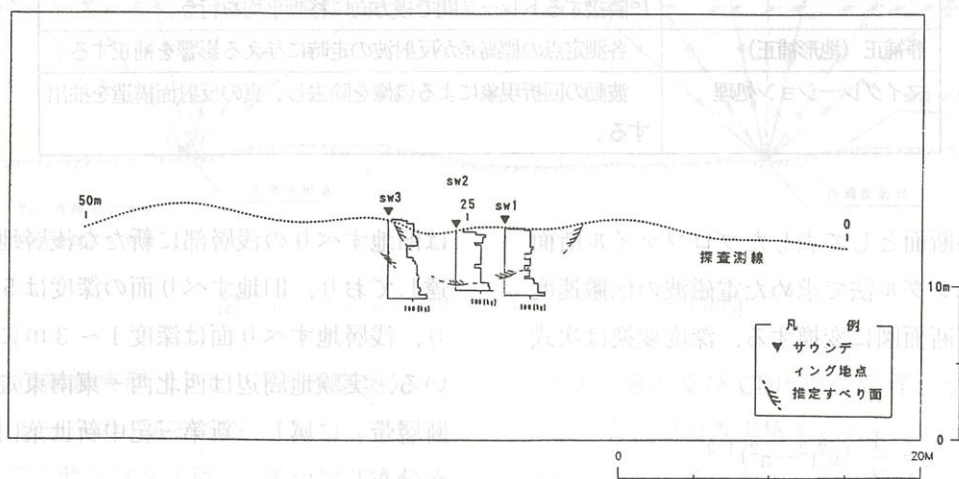


図-8 探査測線図

所ほど実施している。このうち、3箇所は測線上にあり、このサウンディング調査の結果と滑落崖の存在など周辺地形から測線に沿う円弧状のすべり面が最大深度で GL-3.5m に推定されている。図-9 にワイド・アングル法による結果を示す。図中の 100～200nsec 付近に直線的に現れたフェーズは電磁波が送・受信アンテナ間を直接、空中伝搬したときの直達波によるものであり、黒丸印で示すフェーズが共通反射点からの反射波フェーズである。地中に電気的特性が異なる境界面が複

数ある場合には深度の異なる複数の共通反射点に起因する反射波フェーズが現れることになるが、今回の結果からは明瞭な反射波フェーズは 1 つしか確認できない。

共通反射点からの反射波フェーズの走時を読み取り、図-10 に示すとおり自乗走時曲線を作成し、図に最小自乗法で当てはめた直線の勾配及び縦軸の切片から地中における電磁波の伝搬速度 v と共通反射点深度 d を求めた結果は以下のとおりである。

$$v=0.5567 \times 10^8 \text{ m/sec}, \quad d=14.1 \text{ m}$$

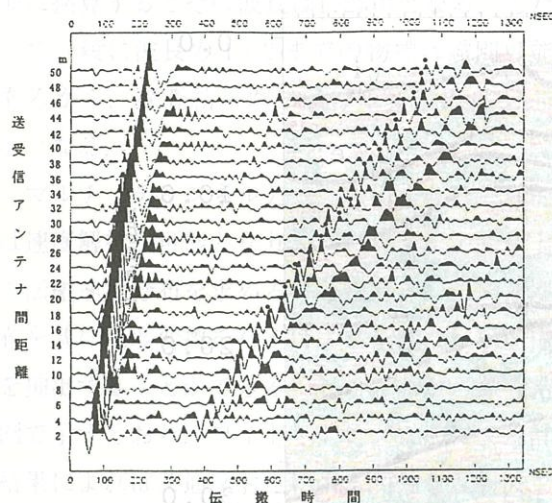
また地中の導電率が誘電率や用いた電磁波の周波数帯よりも十分に小さい場合、光速 $c (= 2.998 \times 10^8 \text{ m/sec})$ を用いると地中の比誘電率 ϵ' は

$$\epsilon' = (c/v)^2$$

と表すことができる。すなわち、比誘電率は電磁波の絶対屈折率の自乗に相当し、境界面に対して垂直に入射する電磁波の反射率を決める値である。電磁波の伝搬速度を上式に代入して深度14m以浅の平均的な比誘電率を求めると、

$$\epsilon' = 29$$

となる。一般に電磁波の伝搬速度は周波数に依存



注) 図中の黒丸印は反射波のフェーズの伝搬時間読み取り位置を表す。

図-9 ワイド・アングル法による記録波形

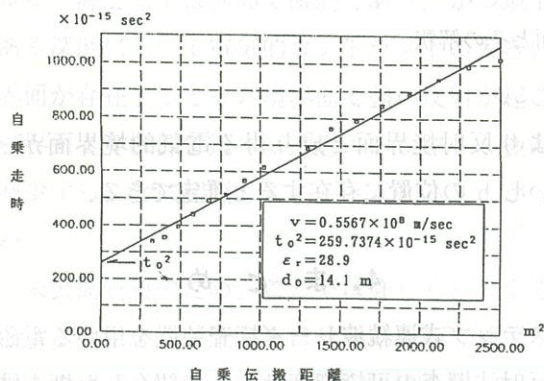


図-10 ワイド・アングル法の自乗走時曲線図

するため、比誘電率も周波数によって変化する。

また伝搬媒質の含水状況によっても比誘電率は大きく変化する。十数～数十 MHz 帯の電磁波を用いる場合、比誘電率は清水で80前後、深成岩及び乾燥した堆積岩で10以下、粘性土で25～35程度の値を示し、含水した堆積岩では20を越えることもある。

したがって当実験地における表層地盤の平均的な比誘電率は粘性土または強い風化作用を受けて、かつ含水に富む堆積岩に対応すると考えることができる。

図-11にプロファイル断面とその解釈図を示す。同図における深度の基準は探査測線上で最も標高の高い点を0mと置いている。また図はカラー表示で示してあるが、地中からの電磁波反射強度としては赤系統の色は強い反射を表し、青系統の色は相対的に反射強度が弱いことを示す。

深度10m以浅についてみると円弧状の反射境界面が目立ち、特にgに相当する反射境界面ではこの傾向が強く、周辺地質及びサウンディング調査結果から推定される浅層地すべり面に対応する反射面と考えることができる。また深度10m以浅では複数の円弧状反射境界面が分布することによって結果として、連続する反射境界面は確認できない。これに対して深度10m以深ではa及びbに相当する反射境界面で示す様に距離0mから50m方向に左上がりな単傾斜を成す反射面が認められ、深度10m以浅と比較すると単純な反射面構造を呈する。

実験地周辺の地質状況から探査測線周辺部においても深度5～10m付近に旧地すべりに伴う崩積土層と風化泥岩層の境界が推定され、崩積土層中の深度1～3mについては浅層地すべり面が推定されている。

したがって、プロファイル断面の深度10m以浅に密集している円弧状の反射面構造は比較的新しい浅層地すべりの発生に伴う土塊の分布を間接的に現していると考えことができ、深度10m付近を境として反射面の分布形態が大きく変わること

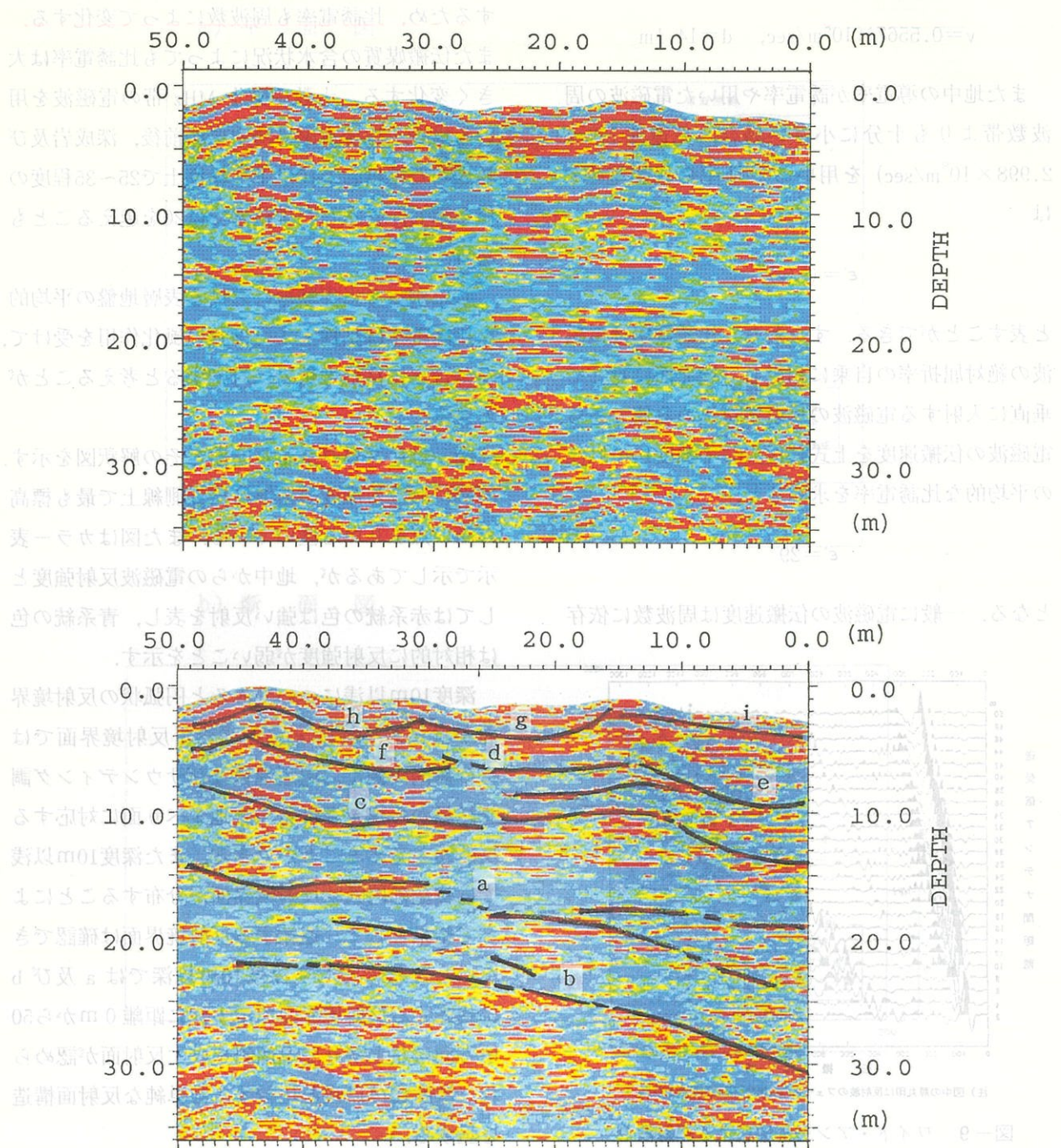


図-11 プロファイル断面とその解釈

から、c に相当する反射境界面は旧地すべりに伴う崩積土層とこれより深部にある風化泥岩層の境界にはほぼ対応すると推定できる。また a 及び b に相当する深部反射境界面はこの深度では既に泥岩層に達していると考えられること及び反射面構造が非常に簡素であることから、比較的安定した堆積岩盤中で風化の度合いや含水状況の相違など

により反射境界面と成り得る電氣的境界面が a ないし b の位置に存在すると推定できる。

4. ま と め

ステップ式連続波レーダ探査装置を用いる電磁波反射法探査の可探深度はここで紹介した探査結果例では30m程度である。したがって当実験地に

おける電磁波の透過距離は単純に見積もっても最深反射境界面深度の2倍以上となるから60mは透過可能と結論できる。

ただし、各トレースの収録可能な時間長には限界があるため、地中における電磁波の伝搬速度の違いによって反射法としていつも深度30mまでの探査が可能となるわけではない。また低比抵抗帯では波動エネルギーの減衰が著しいので可探深度は浅くなる。

筆者らの探査実績から^{4,5)}判断すると、可探深度は粘性土層においては10~15m、岩盤中では20~30m程度である。

また分解能はこれも電磁波の伝搬速度によって変動するため一概には決められないが、探査結果例では送信周波数帯域幅が44.4MHzであり、伝搬速度が $0.5567 \times 10^8 \text{ m/sec}$ であるから、パルス波に換算するとその波長は1.25mとなる。したがって一般に波長の1/2までの物標は識別可能であるから、探査結果例における分解能は60cm程度となる。

マルチ・チャンネル方式を適用すれば原理的には速度解析が可能となり、プロファイル断面上での伝搬速度分布を求めることができ、この速度分布を基に深度変換を行えばより正確な反射面構造を抽出することができる。しかしながら探査結果例で示すとおり、ワイド・アングル法による計測結果によれば共通反射点による明確な反射波フェーズは1つしか確認できていない。これは送信信号として用いる電磁波は弾性波と比較するとエネルギー源としては極めて微弱であり、かつ地下のある深度において電氣的コントラストの大きい境界面が存在するとその境界面で強い反射が起こり、境界面より深部に達する透過エネルギーが極端に減少することに起因していると考えられる。

未公開資料のため、ここでは詳しく紹介することはできないが、筆者らは兵庫県南西部地震で出現した淡路島 野島地震断層地点においてマルチ・チャンネル方式（3重合測定）を用いて電磁

波反射法探査を実施した³⁾。ここにおいても深度10m付近に1つだけ明瞭な共通反射点を確認できただけであり深度方向の速度解析は実施できなかった。

以上2例の結果からも明かな様に、電磁波反射法探査では深度の異なる複数の共通反射点を抽出することができない場合がしばしば起こり得ると考えられるので深度方向の確度を上げるためには探査測線の周辺に少なくとも1箇所以上の調査ボーリングが必要である。また地層境界と電氣的特性の境界は必ずしも一致するとは限らないので調査孔を用いて電氣検層ないしは誘電率検層などを実施して原位置における地中の電氣特性を明らかにし、プロファイル断面に認められる反射境界面が地中の何に反応した結果であるかを捕捉することが重要である。

マルチ・チャンネル方式の利点はノイズを除去してS/Nを向上させる面で大きく現れている。全出の野島地震断層地点における探査では1つの測定点に対してそれぞれ送受信アンテナ間距離の異なる3回の測定を実施してNMO補正及びCDP重合処理（したがって3重合処理となる。）を実施した。ここで着目した反射波フェーズはただ1つだけ確認できた深度10m付近にある共通反射点によるものである。その結果、深度10m以浅については極めてS/Nの高いデータを取得することができ、断層直下の微細な反射面構造を明らかにすることができた。

現在、ステップ式連続波レーダ探査装置による電磁波反射法探査で用いているアンテナは大きさが1m×2m程度のポータブル・アンテナであり、現地ではこのアンテナを2台使用する。したがって極端に狭い調査地での探査は実施できない。

現地調査に要する時間はシングル・チャンネル方式による測線長100m、測点間隔50cmの探査（200点前後の測点数）で1日間程度である。マルチ・チャンネル方式では（シングル・チャンネル方式に要する時間）×（重合数）分だけの時間が必要である。また解析に要する期間として測線長

100m, 測点間隔50cmの最終プロファイル断面を仕上げるまでにかかる日数はおよそ5日間程度である。

今後の改良点としては現地作業を省力化するためにアンテナの小型・軽量化を図ること及びアンテナの移動・設置方法の半自動化を図ることが考えられ、これと併せて波形処理の自動化についても検討する必要がある。

参考文献

1) 建設省土木研究所, 朝日航洋(株), 川崎地質(株), 戸田建設(株) (1995); 新地盤探査技術の開発, 斜面の

探査技術の開発に関する共同研究報告書 (その1)

—電磁波反射法による斜面の精査技術—, 154pp.

2) 佐々宏一, 芦田 譲, 菅野 強 (1993); 建設・防災技術者のための物理探査, 森北出版(株), 219pp.

3) 財電力中央研究所 我孫子研究所 (1995); 野島断層地点・物理探査法現地実験に関する業務委託作業実施報告書, 69pp.

4) 中村三郎, 糸賀浩之, 笠井弘幸, 野口静雄, 登内正治 (1993); ステップ式連続波地中レーダー探査法による地すべり地地盤構造探査, 第32回地すべり学会研究発表講演集, p. 243-246.

5) 中村三郎, 東 年春, 笠井弘幸, 内田 敬, 登内正治, 野口静雄 (1994); 川崎式連続波地中レーダー探査法による地すべり地地盤構造探査, 第33回地すべり学会研究発表講演集, p. 173-176.



三成分コーン貫入試験の調査例

興亜開発株式会社

本社技術部 西原 彰 夫

本社技術部 大竹 規 夫

中部支店 西部 雅 英

関西支店 浦田 卓 二

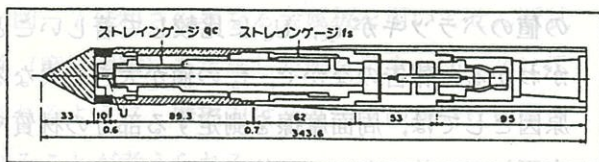
1. はじめに

一般に三成分コーン貫入試験と呼ばれているものは、先端抵抗 (q_c)、周面摩擦 (f_s) 及び間隙水圧 (U_d) を電氣的に測定する事ができるセンサーを使用し、地盤の強弱を測定する静式的貫入試験のひとつであり、近年軟弱地盤を対象とした土質調査において、地盤の情報を同時にかつ連続的に測定できる原位置試験機として注目されている。

土質工学会の基準案では、測定項目を q_c 、 U_d としたこと、他のコーン貫入試験（ポータブルコーン及びオランダ式二重管コーン）と区別するため、電気式静的コーン貫入試験の名称が与えられている。

また、 q_c 、 f_s 、 U_d 用のセンサー以外に各種のセンサー（例えば、電気伝導度、密度、温度等）を組み合わせた多成分コーンも開発されている。

三成分コーンは、土質分類ができること、土の力学特性の推定精度が高いこと、連続的に情報が得られること、測定者の個人差が少ないこと、ボーリングに比較して比較的簡易に実施できること等の長所がある反面、砂礫層の測定が困難等の欠点もある。



三成分独立測定型センサー

以下、測定方法、三成分コーンデータと土の土質分類・力学特性・調査例、今後の課題について述べる。

2. 測定方法

2-1 測定システム

測定システムは、センサー部（コーン）、押し込み装置、記録装置に大別できる。

現在使用されているセンサーは、8種類程度あると言われているが、構造的には、以下の2種類に分類される。

a) 三成分独立測定型

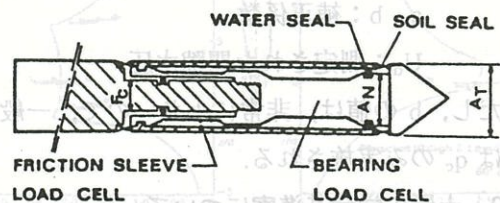
図-1に示すように、 q_c 、 f_s 、 U_d を独立して測定する。

b) q_c 、 $q_c + f_s$ 、 U_d 測定型

f_s の値は、 $(q_c + f_s) - q_c$ により求める。（図-1）

なお、間隙水圧を測定するためのフィルターは、コーン背後に設置している場合がほとんどである。

押し込み装置としては、a) 専用押し込み装置、b) ボーリングマシン、c) ダッチコーンペネトロメーター用押し込み装置が使用される場合が多い。押し込み装置の例を図-2に示す。



q_c 、 $q_c + f_s$ 、 U_d 測定型センサー

図-1 三成分コーンの例

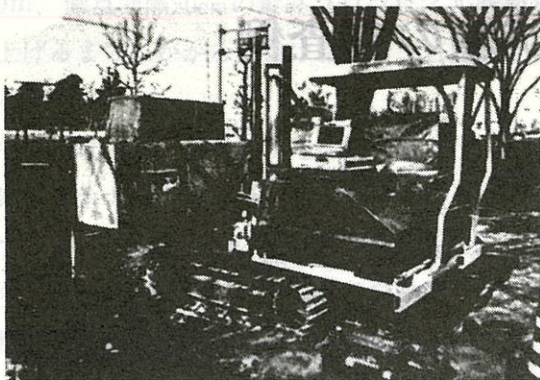


図-2 押し込み装置例

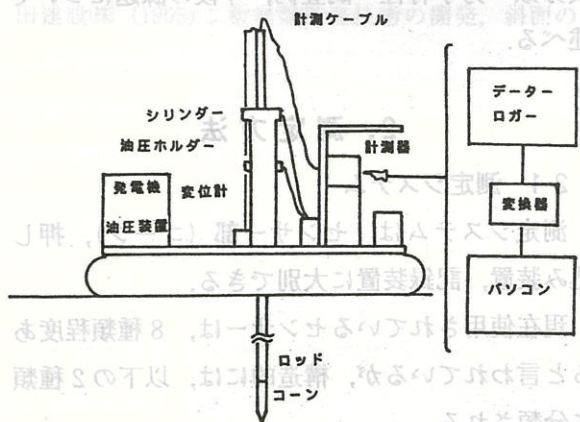


図-3 測定システム例

測定は、データロガー等を用いて、デジタル記録した後、コンピューターで処理する場合が多い。図-3に測定システム例を示す。

2-2 データ処理

q_c , f_s の値は、図-4に示すように、間隙水圧の影響を受けるため、補正が必要になる。

$$q_t = q_c + (1-a) \times U_d \quad f_t = f_s + (1-b) \times U_d$$

ここに $q_t(f_t)$: 先端抵抗 (周面摩擦)

$q_c(f_s)$: 測定された先端抵抗 (周面摩擦)

a, b : 補正係数

U_d : 測定された間隙水圧

ただし、 b の値は、非常に小さいので、一般に補正は q_c のみ実施される。

2-3 土質工学会基準案について

平成5年12月の「土と基礎」誌上において、電気式静的コーン貫入試験方法の基準案が提示された。

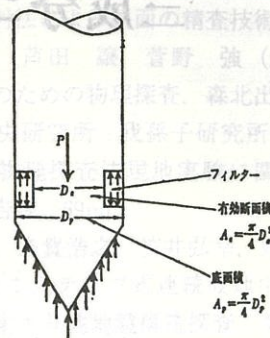


図-4 間隙水圧の補正

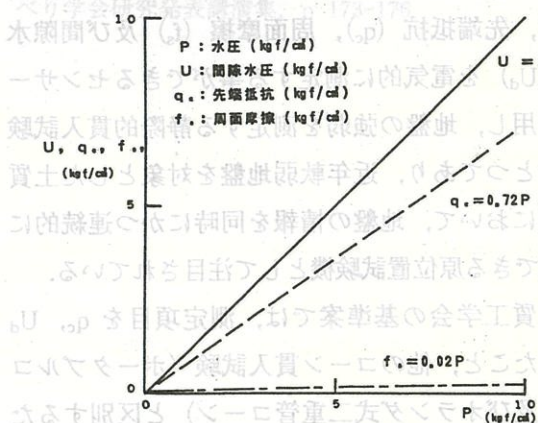


図-5 補正の為の検定試験結果例

基準案の中では、試験用具として、コーンの形状 (先端角60°, 底面積10cm²) が規定され、間隙水圧測定のためのフィルターの位置をコーンの背後とすることが標準とされている。また、試験方法としては、 q_c の校正係数を求めるためのキャリブレーションを実施すること、コーンを一定速度で貫入することとしている。

基準化にあたって、8種類のコーンを用いての一斉試験が実施され、その結果が図-6のようにまとめられ、報告されている¹⁾。図-6では、 f_s の値のバラツキが q_c , U_d に比較して著しいことがわかる。報告のなかで、 f_s の値が大きく異なる原因としては、周面摩擦を測定する部分の材質や表面加工の差、あるいは使用によって生じた傷の影響が大きいことが考えられるとされている。

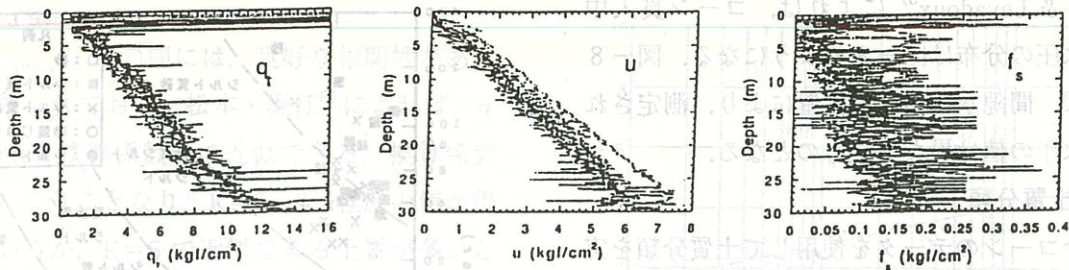


図-6 一斉試験結果

表-1 原位置試験の適用性 (Campanella & Robertson による)

	土質分類	土層確認	相対密度	内部摩擦角	粘着力	間隙水圧	過圧密度	ヤング率 剛性率	圧密特性	透水係数	応力-歪曲線	液状化強度
動的コーン	C	A	B	C	C	-	C	-	-	-	-	C
ダッチコーン	B	A	B	C	B	-	C	B	C	-	-	B
ピエゾコーン	A	A	B	B	B	A	A	B	A	B	B	A
フリクションコーン	B	A	B	C	B	-	C	B	C	-	-	B
三成分コーン	A	A	A	B	B	A	A	B	A	B	B	A
ダイラトメーター	B	A	B	C	B	-	B	B	C	-	C	B
ベーン	B	C	-	-	A	-	B	-	-	-	-	-
標準貫入試験	B	B	B	C	C	-	-	-	C	-	-	A
孔内水平載荷試験	B	B	C	B	B	-	C	B	B	-	C	C
孔内水平載荷試験 (S型)	B	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	A

A: 適用大 B: 適用中 C: 適用小 S型: セルフボーリング型

3. 三成分コーンデータと土の土質分類, 力学特性

3-1 データの利用法と信頼性

Campanella & Robertson²⁾ は原位置試験について, 土の物理・力学特性等への適用性を表-1 (ただし, 原文では, 日本では一般に使用されていない試験もあるので, その部分については削除した。)のようにまとめている。

表-1 から, 三成分コーンの適用性は, 原位置試験の中でも高いことが示される。

3-2 データの解釈にあたっての留意点

周面摩擦の値は, 土質分類や土の摩擦力を推定する際に利用されるが, 測定される値は, スリーブの粗さによって変化することに留意する必要がある。

図-7 に粗さの異なる金属板を用いてせん断試験 (摩擦試験) を実施した例を示す。図-7 に示されるように, 摩擦力はスリーブの粗さに影響されることが考えられる。

間隙水圧の値は, q_t の算出, 土質分類, 圧密特性の推定等に利用される。

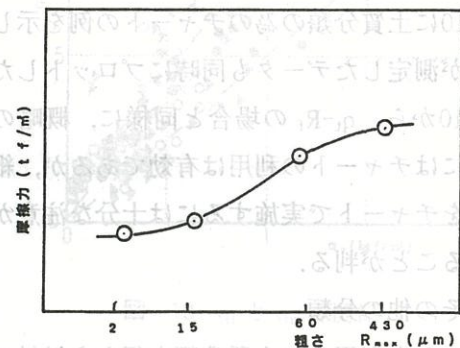


図-7 表面の粗さと摩擦力の関係

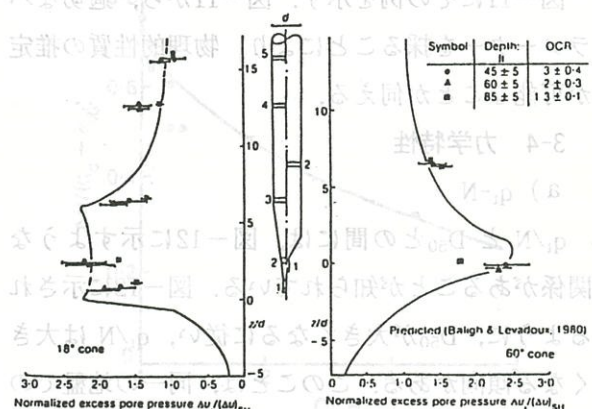


図-8 押し込み時のコーン周辺の間隙水圧の分布

Baligh & Levadoux³⁾によれば、コーン貫入中の間隙水圧の分布は図-8のようになる。図-8によれば、間隙水圧測定的位置により、測定される間隙水圧の値は異なったものとなる。

3-3 土質分類

三成分コーンのデータを使用して土質分類を実施する方法としては、a) q_t , f_s に注目したもの、b) q_t , U_d に注目したものに区分される。

a) q_t , f_s に注目したもの

いくつかの土質分類の為のチャートが提案されており、ここでは、図-9にチャート例を示す。図-9には、筆者らが測定したデータも同時にプロットしてある。

図-9によれば、データの分布状況から概略の土質判定にはチャートの利用は有効であるが、細かな分類をチャートで実施するには十分な注意が必要であることが判る。

b) q_t , U_d に注目したもの

図-10に土質分類の為のチャートの例を示し、筆者らが測定したデータも同時にプロットした。

図-10から、 q_t - R_f の場合と同様に、概略の土質判定にはチャートの利用は有効であるが、細かな分類をチャートで実施するには十分な注意が必要であることが判る。

c) その他の分類

チャートを利用して土質分類を行なう以外に、 q_t , f_s , U_d の値を用いて、土の物理的性質を推定する方法^{6,7)}が検討されている。

図-11にその例を示す。図-11から、適切なパラメーターを採ることにより、物理的性質の推定が可能なのが伺える。

3-4 力学特性

a) q_t -N

q_t/N と D_{50} との間には、図-12に示すような関係があることが知られている。図-12に示されるように、 D_{50} が大きくなるに従い、 q_t/N は大きくなる傾向がある。このことは、同一の地盤での測定か、 D_{50} が推定できれば、 q_t から N 値が推定できることを示している。

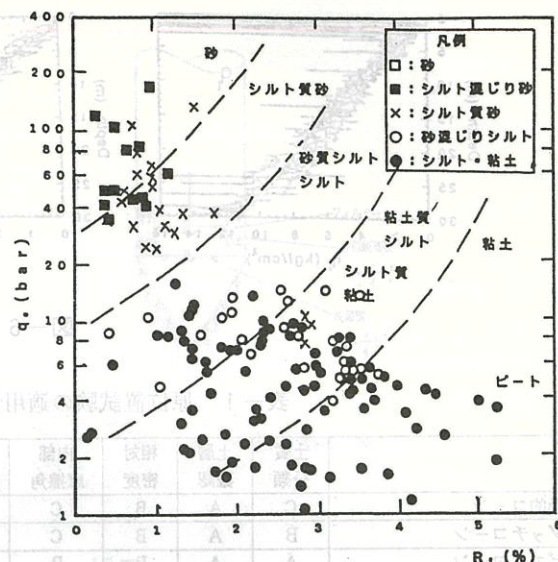


図-9 q_t - R_f を用いたチャート例⁴⁾

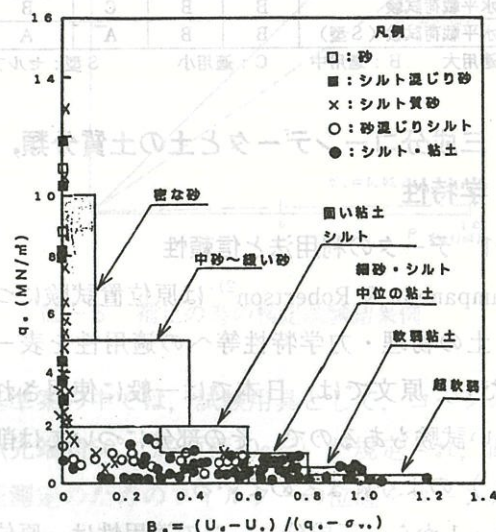


図-10 q_t - B_q を用いたチャート例⁵⁾

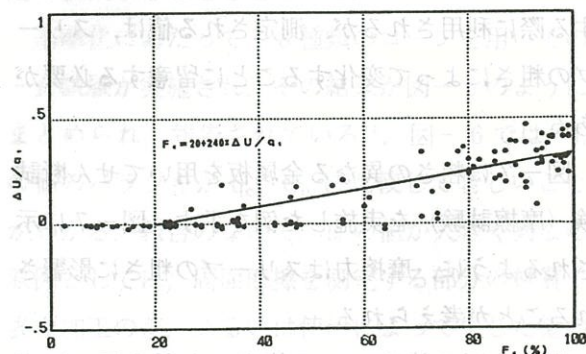


図-11 細粒含有量(F_c)と $\Delta U/q_t$ の関係⁶⁾

b) $q_t - q_u, S_u$

q_t と q_u, S_u との間には、良好な相関性があることが知られており、松本・堀江⁸⁾によれば、 $q_t = Kq_u$ (K : 換算係数) で近似できる。換算係数は土質によりことなり、 $K=5\sim 8.5$ 程度の値が得られているが、 $K=5$ で近似できる土質が多いとされている。

図-13に筆者らのデータを示したが、松本・堀江の提案式と良く一致している。

なお、最近の傾向としては、 $q_t = Nkt \times S_u$ で近似される場合がある。

c) OCR

過圧密比 (OCR) については、 q_t, U_d をもちいたパラメーターとの関係が研究されており、その例を示すと図-14のようになる。

図-14では、パラメーターとして、 $\Delta U / (q_t - \sigma_v)$ が使用されている。

なお、国内では OCR に関する適用例の検討は少ないようである。

d) 圧密特性

圧密特性については、田中他¹⁰⁾により、コーン貫入を停止させ、過剰間隙水圧の消散過程を測定する試験から、地盤の圧密係数 C_v を求めることが試みられている。

その結果、消散試験から得られた C_v の値は、圧密試験の正規圧密状態で得られた C_v に比較して20~50倍の値が得られている。

e) 液状化抵抗 (R_1)

コーンのデータを用いて、液状化抵抗を推定する方法としては、 q_t を N 値に変換し、 N 値と D_{50}, F_c の関係を用いて R_1 を推定する方法がいくつか検討されている。

4. 調査例

4-1 調査例一覧

筆者が実施した調査及び今後実施が有効と考えられる調査項目をまとめると表-2のようになる。以下に、敷砂調査、すべり面調査、液状化の判定の例について述べる。

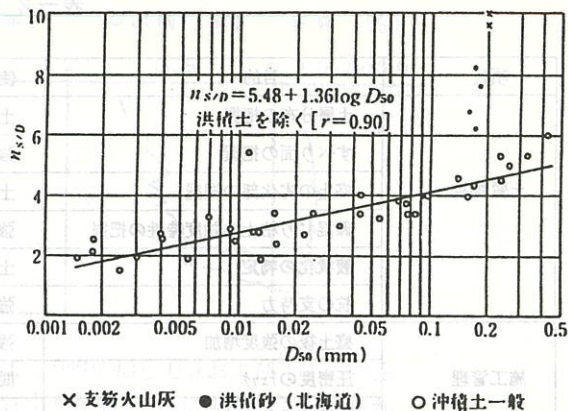


図-12 q_t/N と D_{50} の関係⁹⁾

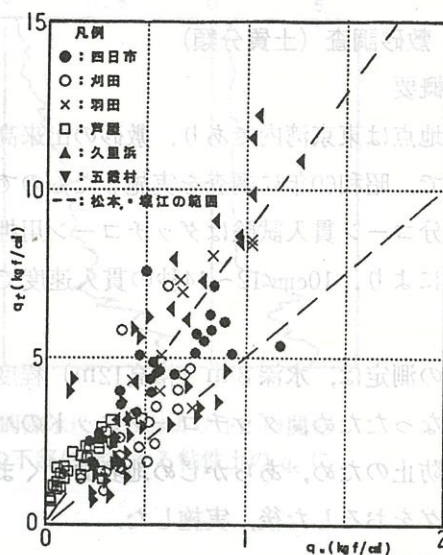


図-13 q_t と q_u の関係

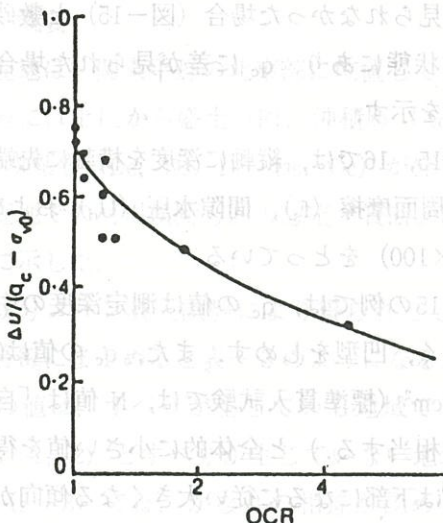


図-14 $\Delta U / (q_t - \sigma_v)$ と OCR の関係²⁾

表-2 調査例一覧表

項目	目的	使用する情報	実施例
土質調査	土層分布の把握	土質分類	敷砂調査・ハドロ層厚調査・軟弱層層厚調査
	すべり面の把握	強度特性	河川堤体・道路盛土のすべり破壊面調査
	盛土の劣化部の把握	土質分類・強度特性	河川堤体の老朽化調査
	礫混じり粘土の強度特性の把握	強度特性	調整池の堤体調査
	液状化の判定	土質分類・強度特性	砂質土層への適用
	杭の支持力	強度特性(摩擦力)	周面摩擦の評価
施工管理	盛土後の強度増加	強度特性	盛土の施工管理
	圧密度の f_{17}	間隙水圧	盛土の施工管理
	地盤改良の f_{17}	土質分類・強度特性	砂杭の確認・強度回復
品質管理	サツリング精度の f_{17}	強度特性	q_u の乱れの f_{17}

4-2 敷砂調査（土質分類）

a) 概要

調査地点は東京湾内であり、敷砂の出来高管理の目的で、昭和60年に調査を実施したものである。

三成分コーン貫入試験はダッチコーン用押し込み装置により、10cm/12～14秒の貫入速度で実施した。

今回の測定は、水深8m（槽高12m）程度の地点で行なったため、ダッチコーンロッドのバックリング防止のため、あらかじめ地表面近くまでケーシングをおろした後、実施した。

b) 測定結果

今回測定を行なった20ヶ所のうち、敷砂および敷砂の下部に分布する粘性土が軟弱で q_c に両者の差が見られなかった場合（図-15）と敷砂がやや密な状態にあり、 q_c に差が見られた場合（図-16）を示す。

図-15、16では、縦軸に深度を横軸に先端抵抗（ q_c ）、周面摩擦（ f_s ）、間隙水圧（ U_d ）およびFR（ $f_s/q_c \times 100$ ）をとっている。

図-15の例では、 q_c の値は測定深度の中央部で小さく、凹型をしめす。また、 q_c の値は0.8～3.6kg/cm²（標準貫入試験では、N値は「自沈」～1に相当する。）と全体的に小さい値を得た。 f_s の値は下部になるに従い大きくなる傾向がわずかに認められるが、その値は0.01～0.08kg/cm²と非常に小さい。間隙水圧 U_d はGL-2.10m付近お

よびGL-2.25m以深で急激に増加する。破線で示した静水圧と比較すると0.1～0.56kg/cm²程度の過剰間隙水圧の発生が推定できる。FRの値は1～6%の範囲に分布する。

図-16の例では、 q_c の値は測定深度の中央部でおおきく、凸型を示す。また、 q_c の値は0.8～12.8kg/cm²で図-15の例に比較して大きな値を得た。 f_s の値はGL-1.5m付近、GL-3.2～3.5m付近で大きな値を示し、0.01～0.12kg/cm²の値を得た。間隙水圧 U_d はGL-3.50m以深で急激に増加し、破線で示した静水圧と比較すると0.15～0.40kg/cm²程度の過剰間隙水圧の発生が推定できる。FRの値は、GL-3.2mまでは1%以下の値を示し、GL-3.2m以深では2～5%と大きな値となっている。

c) 敷砂と層厚の判定方法

測定によって得られた測定深度～先端抵抗（ q_c ）、周面摩擦（ f_s ）、間隙水圧（ U_d ）およびFRの関係から、以下に述べる点に注目して敷砂の層厚の判定を実施した。

間隙水圧：コーン貫入にともない、密な砂質土では負の過剰間隙水圧が発生する場合（砂質土が圧縮されるときダイラタンシーによる）がある。粘性土の場合は、コーン貫入にともない正のおおきな過剰間隙水圧が発生する。したがって、過剰間隙水圧の発生の

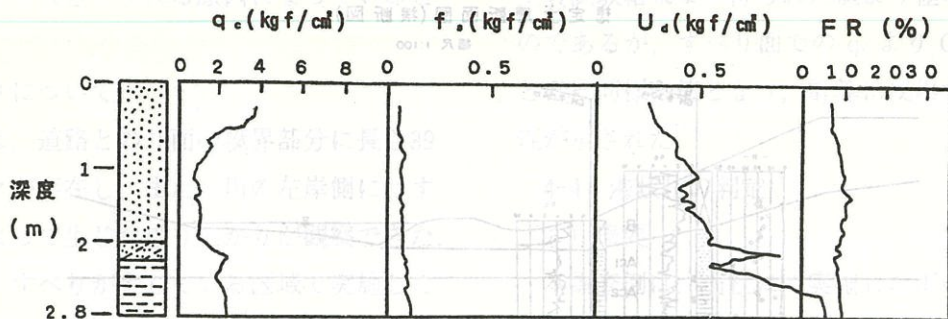


図-15 測定深度～先端抵抗(q_c), 周面摩擦(f_s), 間隙水圧(U_d)およびFRの関係
(敷砂および敷砂の下部に分布する粘性土が軟弱で q_c に両者の差が見られなかった場合)

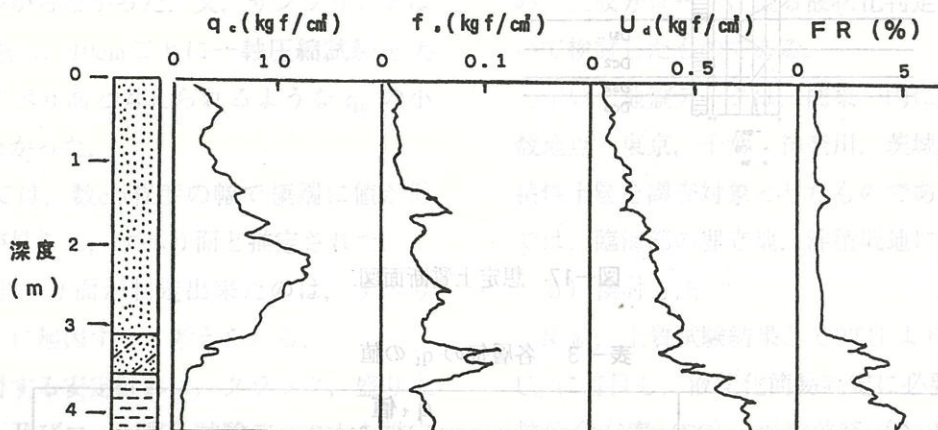


図-16 測定深度～先端抵抗(q_c), 周面摩擦(f_s), 間隙水圧(U_d)およびFRの関係
(敷砂がやや密な状態にあり, 敷砂と敷砂の下部に分布する粘性土の q_c に差が見られた場合)

有無および過剰間隙水圧の大きさから, 敷砂と下部の粘性土の区分が可能である。

先端抵抗: 敷砂な層厚が厚い場合, 下部の敷砂は敷砂自身の自重による締固め効果により, 粘性土より大きな先端抵抗を示すことが考えられる。

上述の点に注目して, 測定結果の土質分類を行なうと図-15, 16に示した想定土質柱状図のようになる。

d) 試料採取結果との比較

今回の調査では, 測定点20点のうち, 2点について敷砂と下部の粘性土の境界付近(三成分コーン貫入試験で推定した位置)で試料採取を実施した。試料採取結果と三成分コーン貫入試験の結果では, 敷砂と下部の粘性土の境界深度が最大5

cm程度ずれていたが, 双方の深度に対する精度を考慮すれば, 非常に良く一致しているといえる。

4-3 力学特性(すべり面調査)

a) 概要

調査地は, 関東平野の北東部に位置している。調査地には上位から盛土(F), 沖積層(A_c , A_c , A_s), 洪積層(D_c , D_s , D_c , D_s , D_c)が分布する。調査地での河川横断方向の想定土質断面図を図-17に示した。

三成分コーン貫入試験により得られた q_t の値を各層毎にまとめると表-3のようになる。

q_t の値は, すべりが生じている地域でのデータ(S-1, 2)とすべりが生じていない地域のデータ(S-3)では, かなりの相違が認められるので, 表-3では, S-1, 2とS-3のデータを別々に示した。

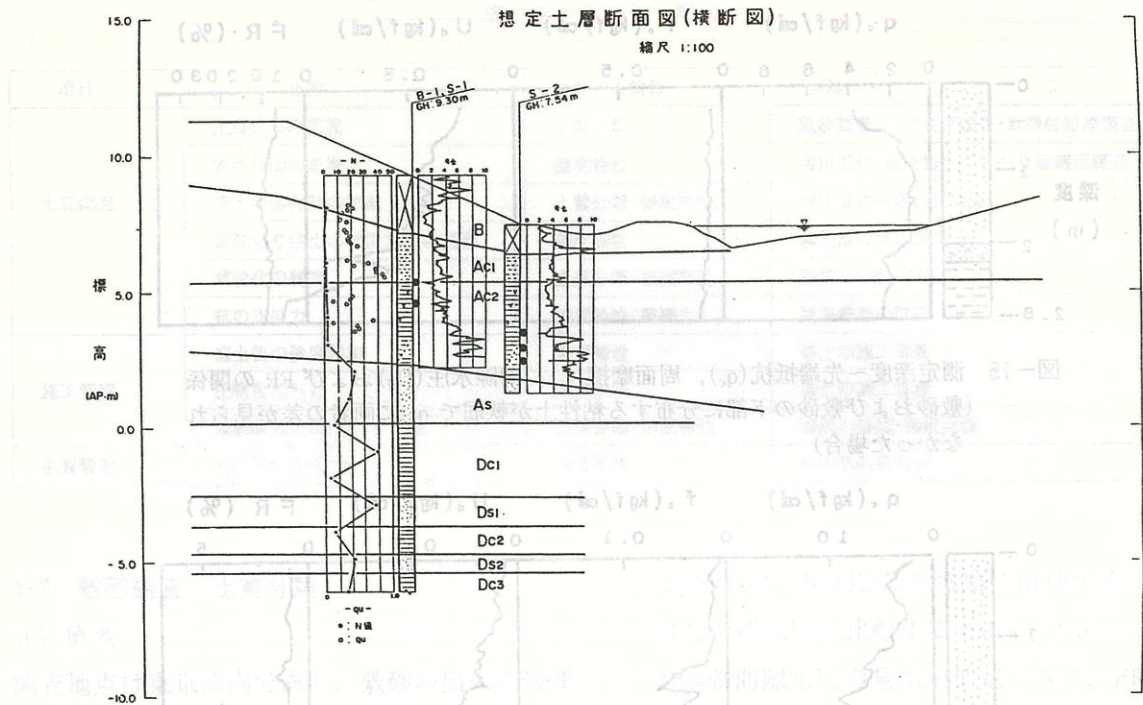


図-17 想定土質断面図

表-3 各層毎の q_t の値

土層名	q_t 値 (kg/cm^2)	
	S-1, 2	S-3
盛土・埋土(F)	1~10	1~4
沖積粘性土層(Ac)	0.6~6	1.6~10以上
沖積粘性土層(Ac)	2~10	3~6
沖積砂質土層(As)	10以上	-----
洪積粘性土層(Dc)	-----	2.8~10以上

b) q_t と q_u の関係

今回、S-1地点でのコーン貫入試験は、ボーリングで得られた試料による土質試験結果(一軸圧縮試験)と比較するために実施したものである。

q_t の値と q_u の値を比較すると図-18のようになる。

図-18に示した q_t の値は、 q_u の値が得られた深度の q_t の平均値で示してある。

図-18から、 q_t の値と q_u の値の間には、良好な相関性が認められ、ほぼ次式で近似できるようである。

$$q_t = 5 \times q_u$$

図-18の中で相関関係から大きくずれる5つの

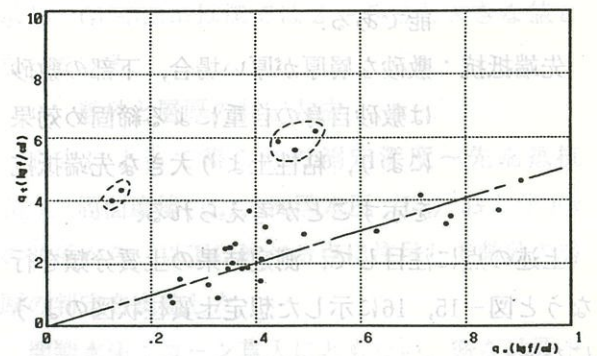


図-18 q_t と q_u の関係

データが認められる。これらの試料は、試料抜き出し時の観察によれば、草根の混入が観察されたり、有機物の混入が観察されている。一軸圧縮試験では、こうした混入物がある場合、小さな q_u が得られる事がある。このことが図-18の中

で相関関係から大きくずれる原因になっていると考えられる。

c) すべりについて

調査地では、道路とのり面の境界部分に長さ39mのクラックが存在し、また、川の左岸側にはすべり破壊によって生じた盛り上がりが見られた。

ここでは、すべりが生じている区域で実施したボーリングデータ及びコーン貫入試験データをもとにすべりについて検討した。

ボーリング試料観察では、すべり面と特定できる箇所は見つからなかった。又、サンプリングは連続して実施し、10cmごとに一軸圧縮試験を実施したが、すべり面と考えられるような q_u の小さい部分はなかった。

q_t については、数cm程度の幅で極端に値が低下する部分が見られ、すべり面と推定された。

q_t のみ、すべり面が判定出来たのは、すべり面が薄いことに起因すると考えられる。

すべりに対する安定計算は、クラック、盛り上がりの位置、及びコーン貫入試験データから推定されたすべり面（図-18に●印ですべり面と推定した位置を示した。）より円弧すべり面を想定し、逆算法により安全率 $F=1.0$ の場合の土質定数を求め、 $F=1.2$ にするために必要な抑止力を求めた。

1) すべり面の決定

半径 r を1m毎に変化させ円弧を描き、コーン貫入試験データから推定されるすべり面と一致する円弧を求めた。

2) 逆算法による土質定数の算定

安定計算は次の条件で実施した。

$F_s: 1.0$

すべり面の形状：円弧でクラック位置、盛り上がりの位置及びコーン貫入試験データから推定されるすべり面を通過する。

・計算結果

計算に使用する C は $0.48 \sim 0.80 \text{ t/m}^2$ となり、

土質試験結果より得られた値より極めて小さいものであるが、すべり面での q_t より C を推定するとほぼ同様の値となり、計算に使用する値の妥当性が示された。

4-4 液状化の判定¹¹⁾

a) 概要

本調査例は、当社にて実施したボーリング及び土質試験による N 値、 FC 、 D_{50} と三成分貫入試験（以下CPTUで示す。）結果から推定した N 値、 FC 、 D_{50} から、液状化に対する抵抗率（ F_L ）を求め、三成分コーンによる液状化判定の有効性について検討したものである。

用いた地盤データは、関東一円にて実施した十数地点（東京、千葉、神奈川、茨城）の沖積砂・粘性土層を調査対象としたものである。地形区分では、臨海部の埋立地、沖積低地に当たる。

b) 検討方法

N 値、土質試験結果とCPTUより得られた q_t 、 U_d に着目し、液状化簡易判定に必要な N 値、細粒分含有率（ FC ）、平均粒径（ D_{50} ）を導く関係式について述べる。

なお、 N 値については q_t をパラメーターとし、 FC 、 D_{50} については $\Delta U/q_t$ をパラメーターに用いて検討した。

ここで、 ΔU ：貫入時の過剰間隙水圧（ $U_d - U_0$ ）

q_t ：先端抵抗

1) N 値の推定

図-19に今回のデータでの q_t と N 値の関係を示す。

今回のデータから、次式により近似出来る。

$$q_t = 6.2 \cdot N$$

2) 細粒分含有率（ FC ）の推定

図-20に、細粒分含有率 FC と $\Delta U/q_t$ の相関図を示す。図-20の点線にて囲った部分は、ゴミを含む超軟弱な浮泥（ヘドロ）層、地下水位付近の埋立地盤、洪積層との境界部の地盤データであり、この部分を除外すると、 $FC = 30 + 190 \cdot \Delta U/q_t$ （ただし、 $\Delta U/q_t \leq 0$ 、 $FC \leq 30$ ）で近似出

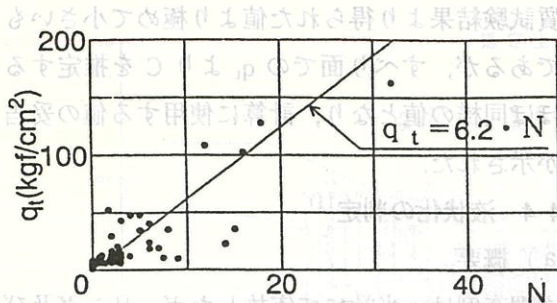


図-19 N- q_t 相関図

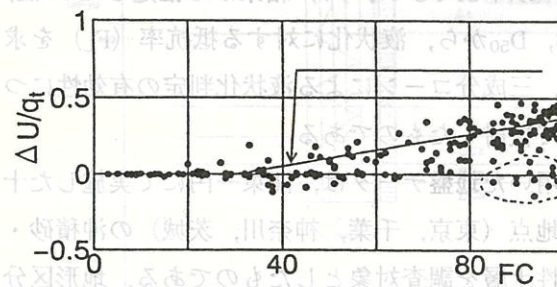


図-20 FC- $\Delta U/q_t$ 相関図

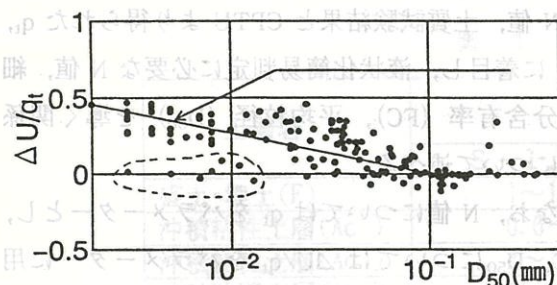


図-21 D_{50} - $\Delta U/q_t$ 相関図

来る。

3) 平均粒径 (D_{50}) の推定

図-21に、平均粒径 D_{50} と $\Delta U/q_t$ の相関図を示す。FCと同様、点線にて囲った部分を除外すると、

$$D_{50} = 10^{\left(\frac{\Delta U/q_t + 0.271}{-0.271} \right)}$$

(ただし、 $\Delta U/q_t \leq 0$, $D_{50} \leq 0.1$) で近似出来る。

c) 判定結果

ここでは、ボーリング(標準貫入試験・土質試験)とCPTUの結果を用いた場合の液状化判定の比較を実施した。

図-22には、東京都足立区内にて行った液状化簡易判定(道路橋示方書、東京都土木技術研究所)

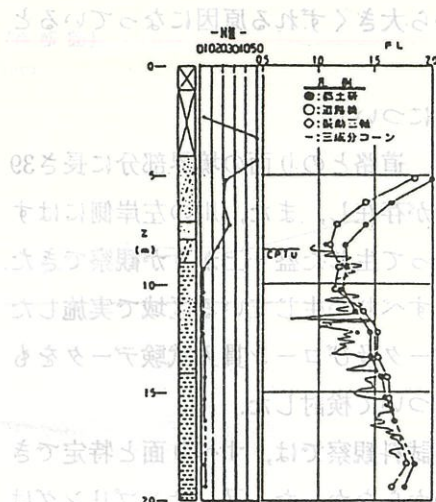


図-22 液状化判定結果例

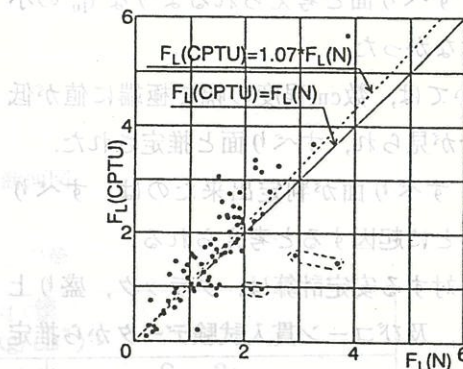


図-23 F_L (CPTU) と F_L (N) の関係

結果にCPTUの推定式による判定結果を併記した。

ボーリングとCPTUによる判定では、N値の実施深度ではほぼ同じ値を示している。また、CPTUは連続データが得られるため、N値からは判定できないような、細かい部分での液状化判定が可能であり、地盤の液状化抵抗指数PLによる判定においては、より現状に則した値を得ることができる。

図-23には、N値より求めた F_L (N) とCPTUより求めた F_L (CPTU) との相関図を示した。FCと同様、点線にて囲った部分を除外すると、 F_L (N) = F_L (CPTU) となる。図に示した破線は、最小二乗法による近似曲線で、相関係数 (R) は0.76であった。

今回、19地点でのデータにより、N値より求めた F_L (N) とCPTUより求めた F_L (CPTU) の比較検討を行った。

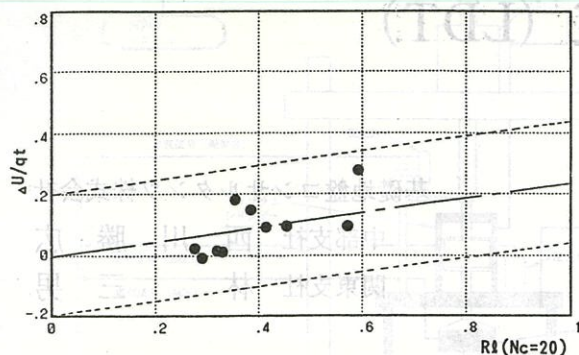


図-24 $R_1 (N_c=20)$ と $\Delta U/q_t$ との関係

その結果、 $F_L(N) = F_L(\text{CPTU})$ となることが確認された。

CPTU は連続データが得られるため、 N 値からは判定できないような、細かい部分での液状化判定が可能であり、地盤の液状化抵抗指数 PL による判定においては、より現状に則した値を得ることができる。

また、図-24には、振動三軸試験による液状化強度比 $R_1 (N_c=20)$ と $\Delta U/q_t$ との関係を示す。

図によるとデータ数の少ないものの、両者は相関関係が認められ、その分布範囲は0.2以内と良好である。

このことから、今後のデータの蓄積によりCPTUのデータから直接液状化強度が推定できる可能性があることが示唆される。

5. 今後の課題

- 1) 基準化の为一斉試験結果をふまえ、データのバラツキの原因を今後、明らかにする必要がある。バラツキが生じる原因としては、各センサーの測定精度、 f_s 測定部の粗さの相違、調査孔の鉛直性、温度変化に対する補正の必要性等が考えられる。
- 2) コーンの貫入にともなう土の挙動を解析的に

検討した例は少ない。

土の構成式や数値解析の手法が発展してきている現在、解析面での研究の発展が望まれる。

参考文献

- 1) サウンディング基準化委員会 (1993)；電気式コーン貫入試験の基準化案と一斉試験の結果，第28回土質工学研究発表会，土質工学会，p. 289～292。
- 2) WROCH. C. P; The interpretation of in situ soil tests, Geotechnique, 34, No. 4, p. 449～489.
- 3) Baligh. M. M & Levadoux. J. N (1980)；Pore pressure dissipation after cone penetration, MIT Research Report MITSC 80-11, Massachusetts Institute of Technology.
- 4) Robertson. P. K. & Campanella. R. G. (1983)；Interpretation of Cone Penetration Tests, Part: Sand, Canadian Geotech. J., Vol. 20.
- 5) Jamiolkowski. M, Ladd. C. C, Germaine. J. T. & Lancellotta. R (1985)；New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils Proc. of 11th ICSMF, Vol. 1.
- 6) 西原彰夫・高木秀人・大村範明・諸橋毅 (1989)；三成分コーン貫入試験による土質分類について，第24回土質工学研究発表会，土質工学会，p. 189～190。
- 7) 西原彰夫・大村範明・西部雅英 (1992)；三成分コーン貫入試験による土質分類について(2)，第27回土質工学研究発表会，土質工学会，p. 171～172。
- 8) 松本一明・堀江宏保 (1980)；港研型先端抵抗測定式静的コーン貫入試験について，サウンディングシンポジウム，土質工学会
- 9) 室町忠彦・小林精二 (1980)； q_c/N 値の粒度による変化の実測例について，サウンディングシンポジウム，土質工学会
- 10) 田中洋行・榊原基生・後藤健二・鈴木耕司・深沢健 (1992)；我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性，港湾技術研究所報告第31巻4号
- 11) 西原彰夫・大竹規夫・西部雅英・浦田卓二 (1995)；三成分コーンによる液状化簡易判定，第30回土質工学研究発表会，土質工学会，p. 281～282。

局所変形測定 (LDT)

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

中部支社 西 川 勝 広

関東支社 林 三 男

1. 概 要

近年、室内における新しい試験として、LDT (Local Deformation Transducer) による変形測定が実務で行われるようになってきた。ここでは、その概要を簡単に紹介する。

局所変形測定は、「局所軸圧縮測定」あるいは「微小ひずみ測定」等とも称され、微小ひずみ領域における変形係数を求める目的で実施される。変形係数が強いひずみレベル依存性を有することは周知のとおりである。通常、静的な変形係数は、三軸圧縮試験、一軸圧縮試験、孔内水平載荷試験、平板載荷試験といった各種試験で測定される。これらから求められる変形係数は、疑似弾性領域の中間的なひずみ領域、すなわち非常に大きなひずみ領域における値である。実際の土あるいは岩での問題、例えば盛土や掘削では、周辺地盤でこのような大きな歪に達する部分は少なく、大抵は極めて小さいひずみ領域にあると考えられる。

最近の地盤変形解析手法の進展に着目すると、コンピューターと地盤力学の著しい進歩に代表されるように、地盤をある程度モデル化し、さらに土の力学的挙動を表現しうる構成方程式を数値解析に導入することにより、かなり精度高く実地盤の力学的挙動が評価できるようになってきている。動的な問題すなわち地震応答解析などではひずみレベルに応じた変形特性を用いた解析が行われているが、静的問題にも取り入れられてくる可能性が大きいと考えられる。

2. 測定装置の例

微小ひずみでの変形係数を求めるには、動的三

軸試験や弾性波測定 (PS 検層も含む) 等があるが、静的な三軸装置で測定するのが LDT である。

LDT は、りん青銅の薄板の中央の表と裏に各 2 枚のストレインゲージを貼りつけたものである。これの一对を三軸供試体の側面 (円周方向の対角線上で軸方向) に設置し、それらの測定値の平均を局所ひずみとしている。このひずみと応力の関係から変形係数を求めるものである。LDT システムの例を図-1 に示す。

3. 試験結果例

図-2 は、LDT で求めた軸ひずみ 10^{-5} (0.001%) 以下での応力-ひずみ関係であるが、立ち上がりは直線的であり、微小ひずみ領域での挙動は線形弾性的であることがわかる。

図-3 は、LDT で測定した結果と外部変位計で測定した結果との比較である。LDT から求めた変形係数は $E_{\max} = 27800 \text{ kgf/cm}^2$ 、外部変位計から求めた変形係数 $E_{50} = 12000 \text{ kgf/cm}^2$ の 2 倍以上の値を示している。

図-4 は、繰返し三軸変形試験での繰返し載荷 10 サイクル目で求めた変形係数と、静的三軸圧縮試験より求めた変形係数を比較したものである。繰返し三軸変形試験では、LDT とギャップセンサーで測定したものをプロットしている。図より、繰返し三軸変形試験においては、LDT で求めた変形係数は、ギャップセンサーより求めた変形係数に比べてはるかに大きい。すなわち、外部変位計やギャップセンサーは、ベッディングエラー (供試体上下端面の緩み層、供試体とキャップペデスタルとの不完全接触など) の影響が大きく、

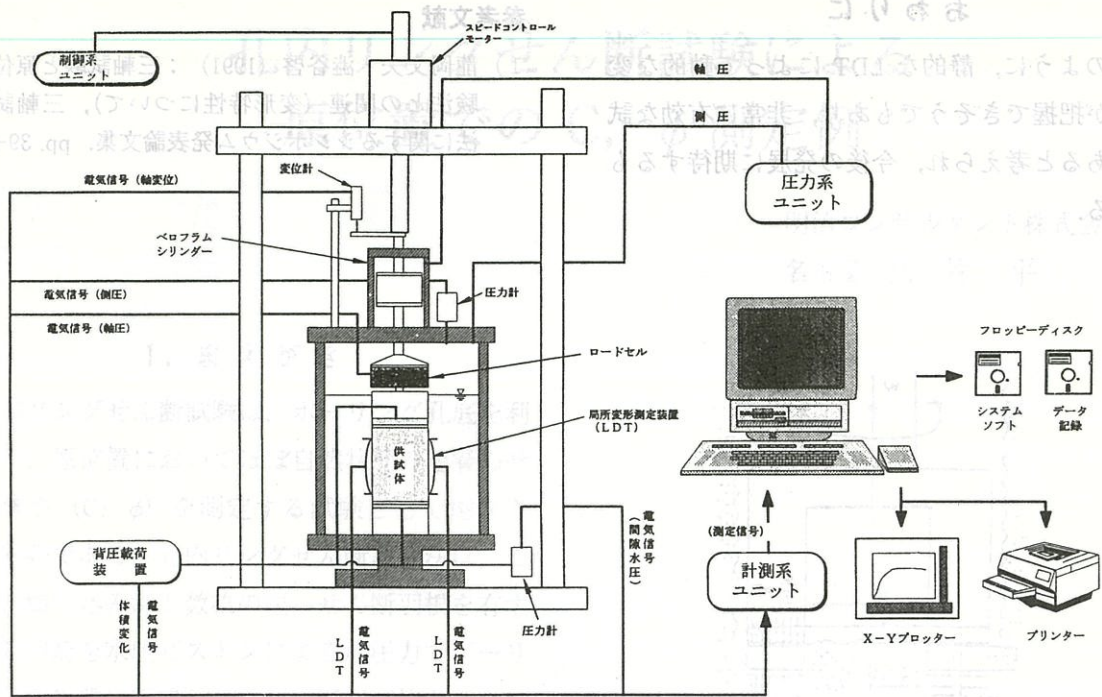


図-1 三軸試験装置概略システム図

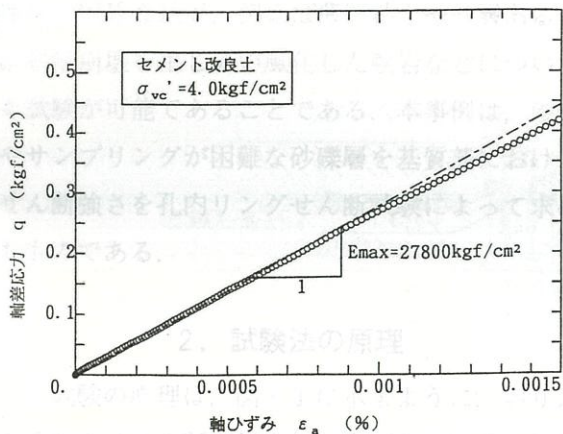


図-2 $q \sim \varepsilon_a$ 関係図

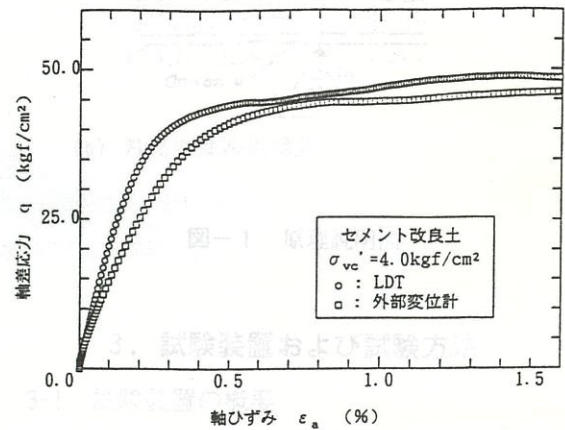


図-3 $q \sim \varepsilon$ 関係図

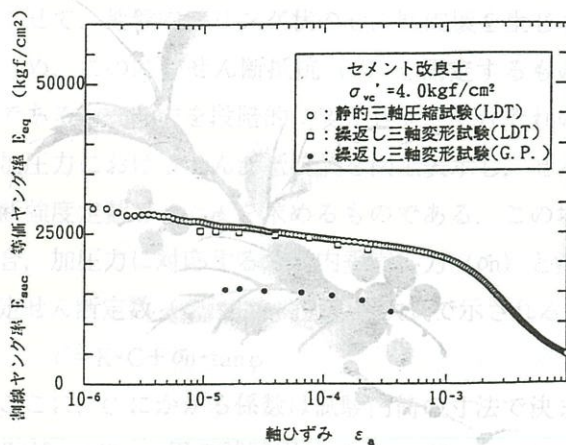


図-4 $\varepsilon_a \sim E_{sec} \cdot E_{eq}$ 関係図

軸ひずみを過大評価していることを示している。
また、静的三軸圧縮試験での LDT より求めた変形係数と繰返し三軸変形試験での LDT より求めた変形係数はほぼ同じである。すなわち、微小ひずみレベルでの変形係数は、静的三軸圧縮試験でも同様に求められることがわかる。さらに、静的三軸圧縮試験は、1 オーダー小さいひずみレベルから求まっていることがわかる。

参考文献

1) 龍岡文夫・澁谷啓 (1991) : 三軸試験と原位置試験法との関連 (変形特性について), 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 39-84

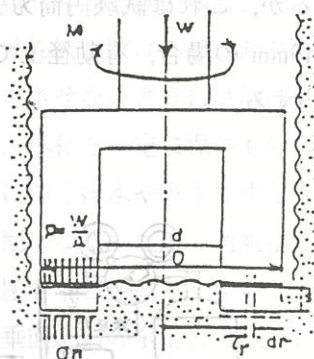
孔内リングせん断試験による 原位置での C , ϕ 測定例

明治コンサルタント株式会社

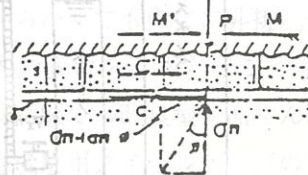
名古屋支店 片平 一宏

1. ま え が き

孔内リングせん断試験は、ボーリング孔底を利用して、原位置においてほぼ自然状態の地層のせん断強さ (C , ϕ) を測定する試験として開発されたものである。孔内リングせん断試験法は、ごく浅い切り込み溝と数枚の短いせん断羽根を有する試験円筒を水圧ピストンによる加圧力でボーリング孔底地盤に圧着し、これに回転変位を与えてせん断を行うことにより、地盤のせん断強度を直接的に求めるものである。本試験の特長は、試料採取が困難な地層、例えば薄層粘土や砂層あるいは孔壁崩壊を生じ易い風化した軟岩などについても試験が可能であることである。本事例は、砂層やサンプリングが困難な砂礫層を基質部におけるせん断強さを孔内リングせん断試験によって求めたものである。



(a) 試験円筒圧着面の垂直応力とモーメント



(b) 刃先のせん断抵抗

図-1 原理説明図

2. 試験法の原理

本試験の原理は、図-1に示すように、切り込み溝およびせん断羽根を加圧力 (W) によって地盤に圧着し、これを外力モーメント (M) で回転させて、地盤内にリング状のせん断破壊を生じせしめ、この時のせん断抵抗 (τ) を測定するものである。加圧力を段階的に変化させ、それぞれの加圧力におけるせん断抵抗値を図上表示し、せん断強度定数を C , ϕ を求めるものである。この場合、加圧力に対応する地盤内垂直応力 (σ_n) と測定せん断定数 (τ) との関係は、次式で示される。

$$\tau = K \cdot C + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

ここに、 C にかかる係数は試験円筒の寸法で決まるが、 $\phi 66\text{mm}$ 用の試験円筒 ($\phi_{\text{out}} = 62\text{mm}$, $\phi_{\text{in}} = 40\text{mm}$, 飛出し羽根 $S = 3.5\text{mm}$) では $K = 1.57$ となる。

3. 試験装置および試験方法

3-1 試験装置の概要

孔内リングせん断試験装置は、図-2に示すようにせん断試験器部とこれに回転変位を与える回転装置部、加圧装置部および記録器部から構成される。また、せん断試験器は加圧ピストン部とせん断試験円筒からなっており、試験円筒は、ベアリングを介して外被筒筒で覆い、一体としてピストンロッドに取付けられている。地表の回転装置は、通常ボーリングのスライドベースに固定し、せん断試験器を取り付けたロッド上端を回転円板にネジ止めして、せん断試験器に回転変位を与え、その時のトルクは、トルク検出器で測定される。加圧調整部は高圧ガスを所定圧に減圧調整して水タンク、および水位計に送りその圧力水をせん断

試験器のピストンシリンダー内に送水して、試験円筒、刃先を孔底地盤に圧着させる。この加圧水の水压は、圧力検出器により検出される。また、記録器は試験時のトルクから換算される垂直応力 σ_n (kgf/cm²) および回転変位 θ (°) を直接 X-Y レコーダーにより記録させる。この試験装置による試験では、せん断速度を通常 1°/min の角速度程度としているが、これは試験円筒刃先寸法 $D = 62\text{mm}$, $d = 40\text{mm}$ の場合、有効径上で 0.44mm の変位量に相当する。

表-1 孔内リングせん断試験装置

種 別	仕 様
せん断試験部	せん断試験円筒 外径 62mm 長さ 610mm せん断刃 羽根 8 枚付
回 転 装 置 部	トルク検出器 逆磁歪型 角度目盛板 駆動モーター
加 圧 調 整 部	N ₂ ボンベ 水位目盛付ツツ 圧力変換器 釜ゲージ式
計測・記録部	計測：最大変位 199.9kg-cm 最大圧力 49.9kg/cm ² 記録：X-Y レコーダー

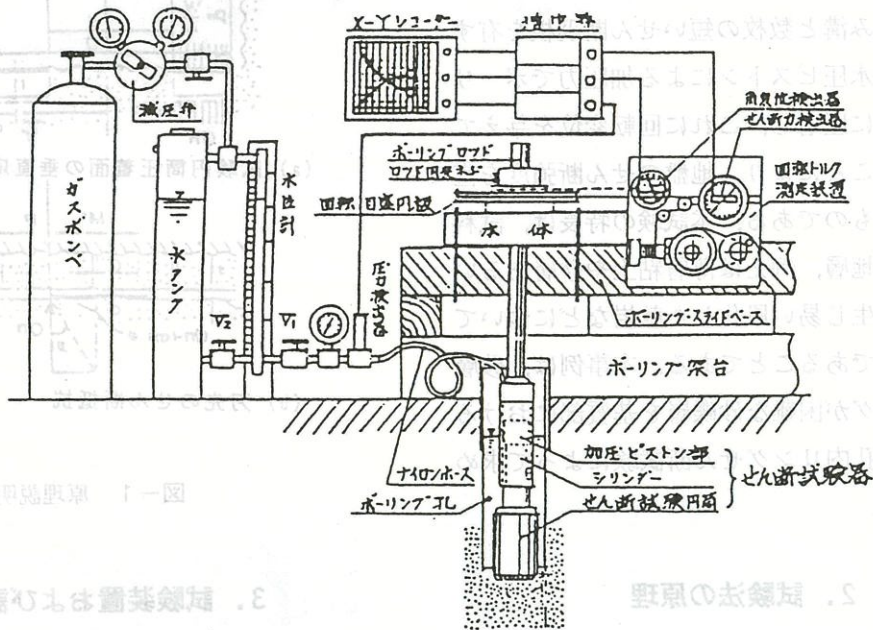


図-2 孔内リングせん断試験装置

3-2 試験方法

i) 試験前の準備作業

ボーリングによって試験を実施する深度まで掘削した後、スライム排除器で孔底を浚い平滑化する。その後試験円筒をボーリングロッドの先端に取付けて孔底まで降ろし、地上の各装置をセットする。さらにボーリングロッドを回転目盛円板に固定ネジで締めつけ各ケーブルの接続と機器の調整を行う。

ii) 圧密操作

ガスボンベ (N₂ガス) からの高圧ガスを減圧

弁で所定の加圧力 (第一段階の圧密圧力) となる様調整して水タンクおよび水位計内に送気し、弁 V₁, V₂を開いて圧力水をナイロンホースによりせん断試験器内の加圧ピストン部に送り、これによってピストンロッド下端に取付けられた試験円筒下面の歯形面、せん断羽根を孔底地盤に圧着貫入させた後、弁 V₂を閉じる。この状態で水位計の時間経過による変化量 (弁 V₂閉塞後の水位低下) を記録すれば、その加圧力下における圧密量 ~ 時間の関係線を描くことが出来る。この場合、水位計 3 cm の変化は地盤の圧密 (圧縮) 量で 1

mm に相当する。

せん断試験の開始は、圧密速度が十分遅くなったことを確認した後とする必要があるが、この圧密打ち切り時間を決める目安として図-3に示すように圧密量～時間（対数目盛り）曲線の最急勾配線を引き、これを時間的に3倍だけ右に平行移動させた線と試験曲線との交点の時間 t_E を打ち切り時期とするのが良いとされている³⁾。

孔内リングせん断試験の場合は、試験深度での上載土かぶり圧、またはそれ以上の過去の土かぶり圧で一次元的に圧密 (K_0 圧密) された土について試験加圧下で再圧密を行うことになるため、圧密時間は比較的短い様である (5～15分)。

なお、非圧密・非排水の試験 (UU 試験) を行う場合には、この圧密操作は不要となる。

iii) .せん断試験

圧密終了後 (UU 試験では所定加圧後直ちに)、所定加圧の状態、回転装置の回転ハンドルを廻し (モーター軸動の場合は電源スイッチを入れ)、ワイヤーを巻取って回転目盛り円板を回転させ、これに締付けられたロッドを、従ってせん断試験円筒に回転変位を与え孔底地盤にせん断応力を発生させリング状のせん断破壊を生ぜしめる。せん断試験円筒にほぼ $1^\circ/\text{min}$ (刃先変位量は $0.44\text{mm}/1^\circ$ となる) の角速度となる様回転装置でトルクを働かせるが、この時のワイヤーの張力は検力計の指針読取りから検力計係数を乗じて求められる。せん断試験円筒刃先におけるせん断抵抗は、その有効半径と、回転目盛り円板半径 ($\ell = 14\text{cm}$) およびワイヤーの張力から換算により算出される。

なお、自動記録方式では、せん断試験円筒の角変化検出器で、加圧水の圧力を圧力検出器により、またワイヤー張力を検力計に取付けた検出器でそれぞれ取り出し、増巾・演算器を介して、角変化 θ° 、刃先垂直応力 $\sigma_n \text{ kgf/cm}^2$ 、測定せん断抵抗 $\tau \text{ kgf/cm}^2$ として X-Y レコーダー上に自動的に記録するようになっている。

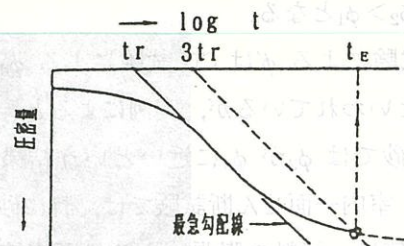


図-3 圧密打ち切り時間 t_E の定め方

〔定体積せん断試験の場合〕

定体積せん断試験は、せん断試験中、地盤の膨張、収縮をさせないように試験円筒刃先の上下変位を止め、体積を一定に保つもので、この場合は体積変化に伴う排水や吸水を生じないから地盤内に動水勾配はなく、従って過剰水圧もない。これは間隙水圧を零と見做してよいことになることから、結局垂直応力の全応力は直ちに有効応力となることである。すなわち、定体積せん断では、間隙水圧を計らなくても直接に非排水せん断における有効応力の変化を追跡することが出来る。〔注：室内土質試験での改良型一面せん断試験ではせん断中垂直変位用ダイヤルゲージの目盛りが常に零となるよう絶えず垂直ひずみ制御ハンドルを細かく操作して垂直応力をコントロールすることで、定体積せん断試験を行う〕

孔内リングせん断試験器では図-2の弁 V_1 を閉じ、圧力水の出入りを止めれば、せん断試験器の加圧ピストンの上下移動がなくなり、従って試験円筒刃先分の垂直変位は零で、これにより簡単に定体積せん断試験を行うことが出来る。

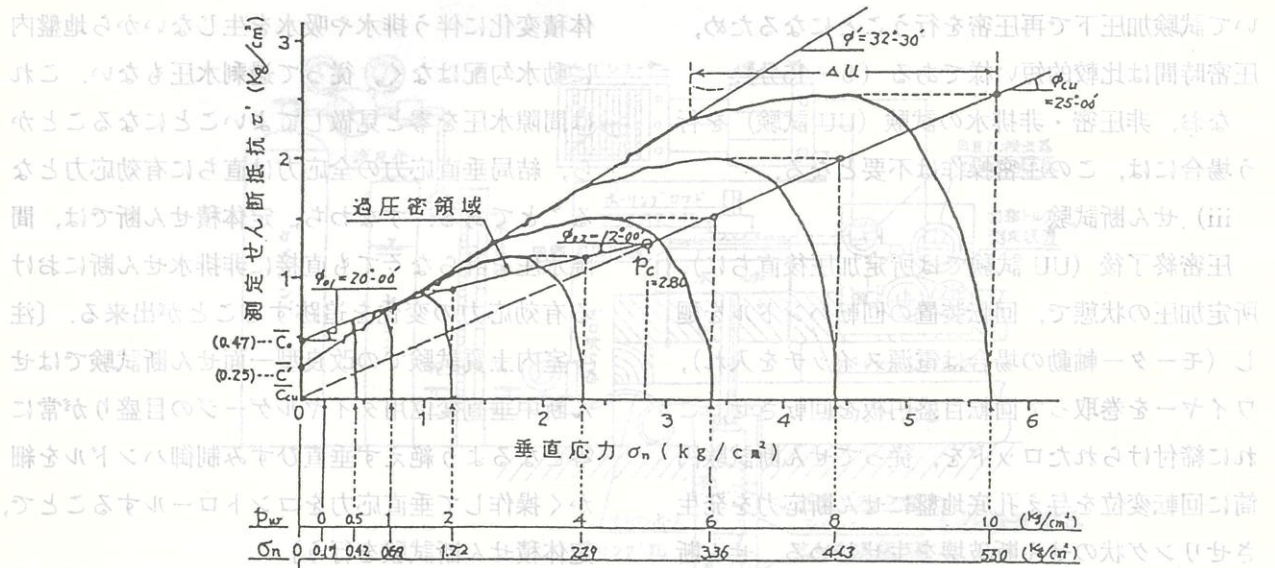
孔内リングせん断器により定体積せん断試験を行うときは、所定加圧力の圧密操作を行った後、その加圧のまま送水弁 V_1 を閉じ試験円筒刃先の上下変位を止めてせん断を開始する。剪断中は回転角変位 θ 、測定せん断抵抗 τ および垂直応力 σ_n をそれぞれ測定し曲線 $\sigma_n-\tau$ の推移、すなわちベクトルカーブを自動図化させる。

ベクトルカーブの解析法は図-4に示した通りであり、この場合ベクトルカーブのピーク点を連ねた線から求める C_1 、 ϕ_1 とベクトルカーブの包絡線から求める C_2 、 ϕ_2 の2通りがある。

通常 $\phi_2 > \phi_1$ となる。

CU 試験による ϕ' は CD 試験による ϕ_d の代用となるといわれているが、実例によると、粘土では ϕ_1 が砂では ϕ_2 が ϕ_d に近いという結果になっている。室内一面せん断試験では、特に砂における ϕ_2 の値は、試料の膨張による側面摩擦の影響を受けない点で、むしろ CD 試験より正しい ϕ_d の値が求められるようであるといわれる〔注：三笠他：特殊せん断試験執筆委員会〕。

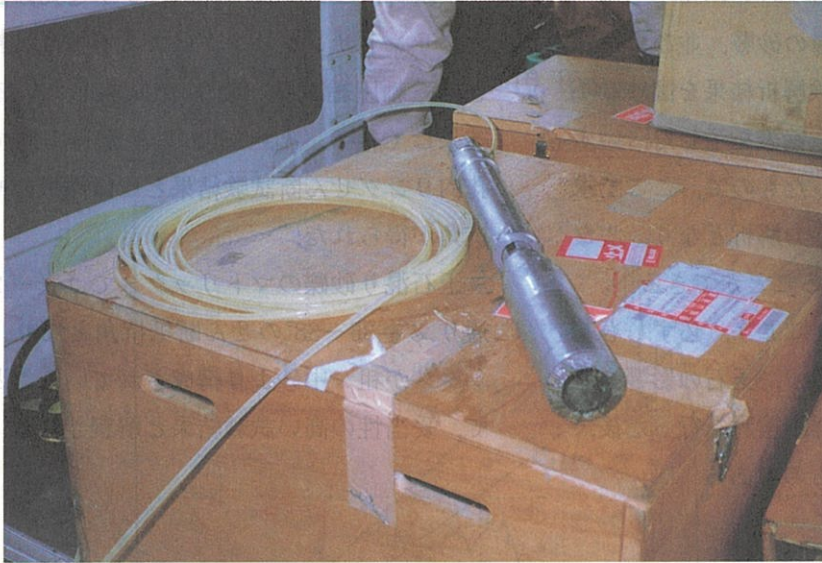
孔内リングせん断試験器により、定体積せん断試験を実施すれば、その結果から、過圧密領域における C_1 、 ϕ_1 、 C_2 、 ϕ_2 と圧密降伏応力（先行加重） P_c 、正規圧密領域における C' 、 ϕ' [$\equiv C_d$ 、 ϕ_d]、および C_{cu} 、 ϕ_{cu} が、さらに $\sigma = 0$ 、 $C = 0$ の点とせん断抵抗包絡線に接するモール応力円を描くことで q_u 値を同時に求めることが出来ることになる。



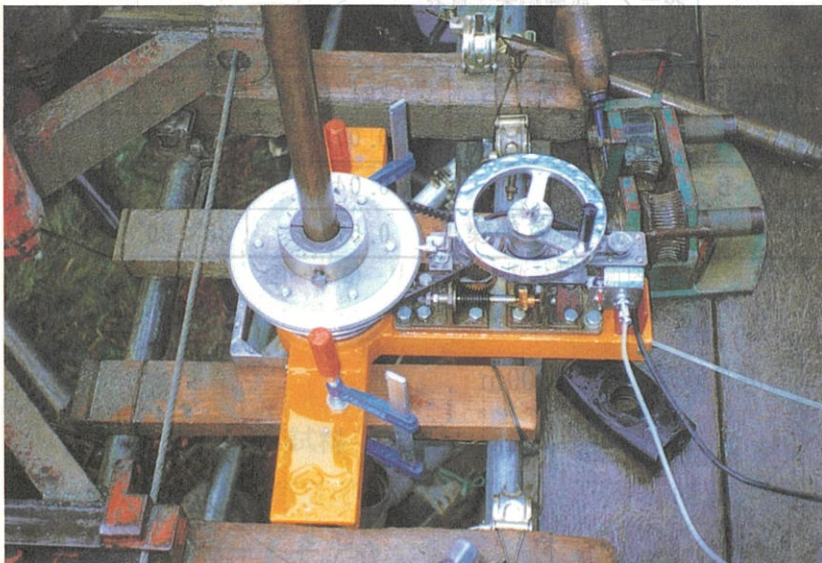
有効応力表示 : $\phi' = 32^\circ \sim 30^\circ$, $C' = 0.25/1.57 = 0.159$ (kg/cm^2)

圧密非排水条件 : $\phi_{cu} = 25^\circ \sim 00^\circ$, $C_{cu} = 0$; [正規圧密]

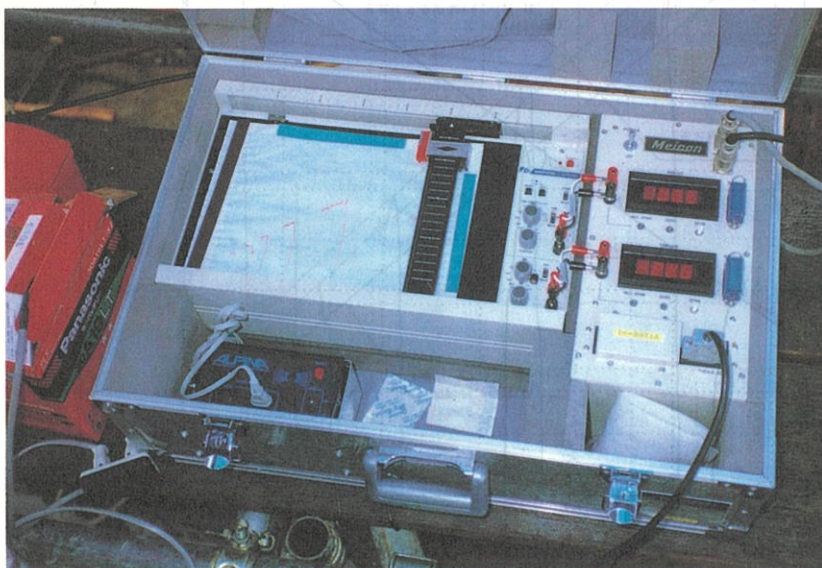
図-4 定体積せん断試験結果の解析例



せん断試験器



回転装置部



計測記録器

孔内リングせん断試験装置 一圖

4. 原位置せん断試験の結果

名古屋市域における洪積層の砂層、並びに砂礫層での孔内リングせん断試験解析結果を図-5(1)~(3)、表-2には試験結果一覧表を示した。いずれも定体積せん断試験によったもので、ここで求められたせん断強さは有効応力解析となり、すなわち $C'=C_d$ 、 $\phi'=\phi_d$ と考えることができる。

A・C例では、玉石の混入により、必ずしも基質部でせん断が行われておらず、玉石の影響を考慮して、ベクトルカーブの詳細検討を行った後、基質部の C' 、 ϕ' を算出したものである。

B 試料については、孔内リングせん断試験の直上でサンドサンプリングによる不攪乱試料を採取し、三軸圧縮試験 (CD) を試験している。その結果は $C_d=0$ 、 $\phi_d=35^{\circ}06'$ の値が得られており、孔内リングせん断試験結果とほぼ同様のせん断抵抗角が得られた。

玉石混り砂礫のマトリックスでは表-2に示す通り $\phi'=36\sim38^{\circ}$ のせん断抵抗角となり、マトリックスが粗・中砂より構成されていることからみて、妥当性の高い試験結果と解釈される。

表-2 試験結果一覧表

地 層 名	試料番号	土 質 名	$C'(\text{kgf/cm}^2)$	$\phi'(^{\circ})$
熱 田 層	A	玉石混り砂礫	0.072	$36^{\circ} 30'$
	B	粗中砂	0.04	$36^{\circ} 00'$
第二礫層	C	玉石混り砂礫	0.57	$38^{\circ} 20'$

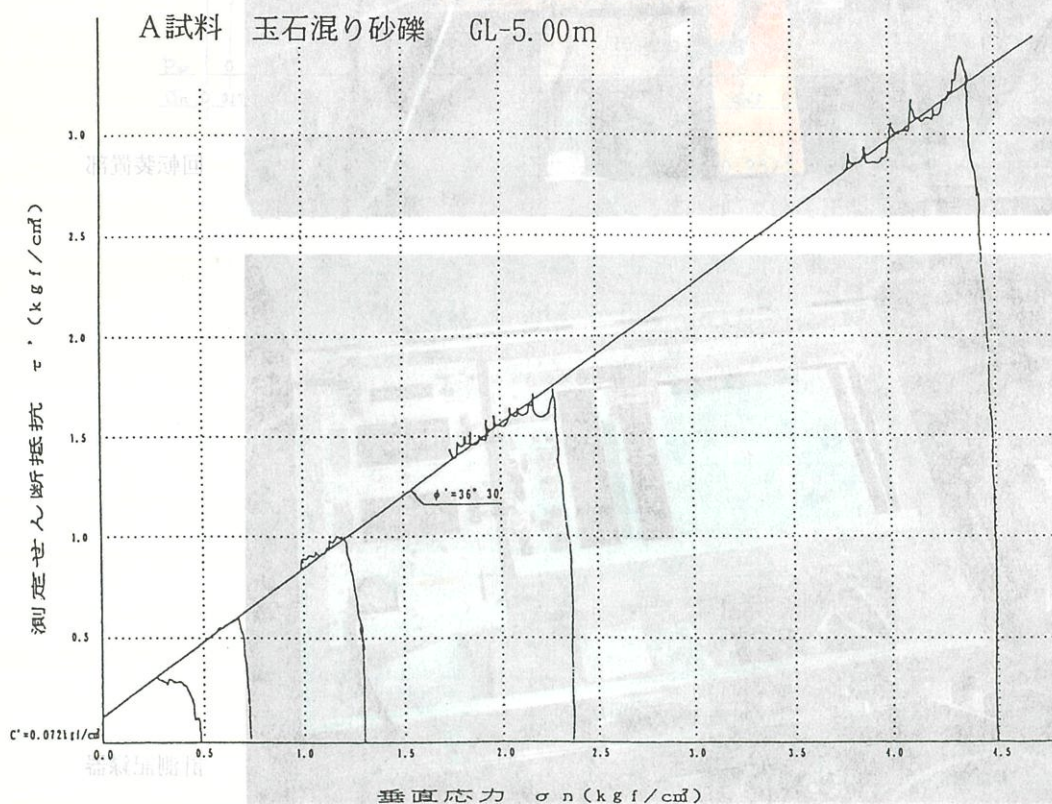


図-5(1) リングせん断試験解析図 (定体積法)

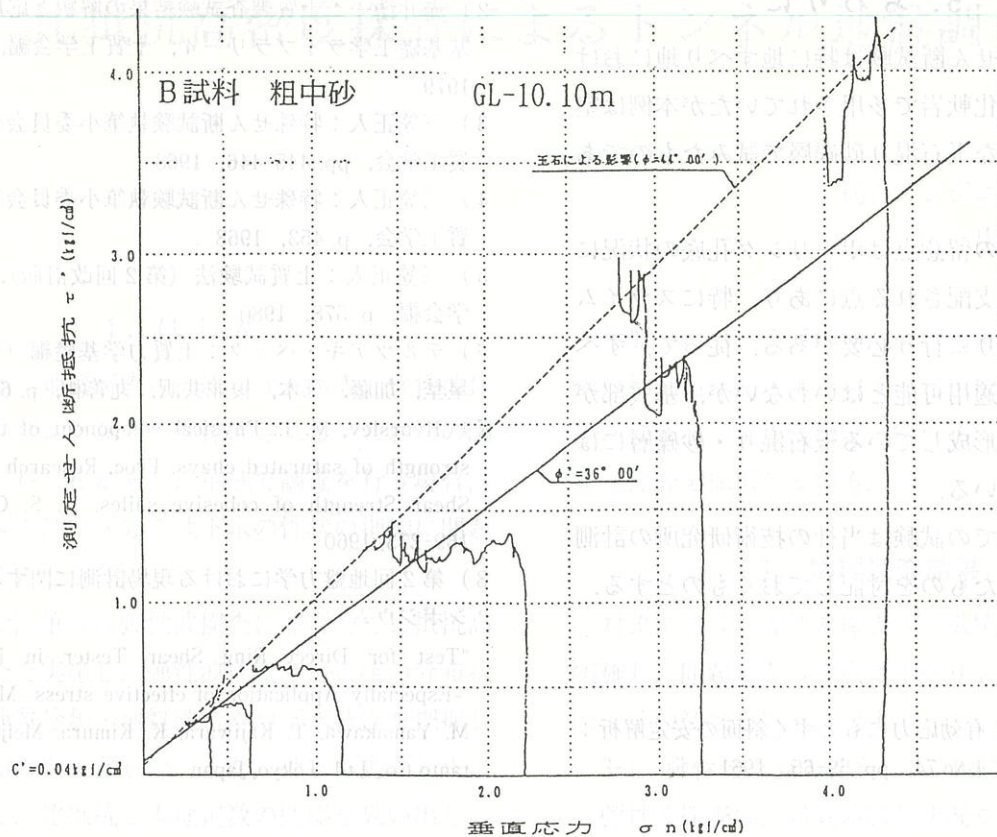


図-5(2) リングせん断試験解析図 (定体積法)

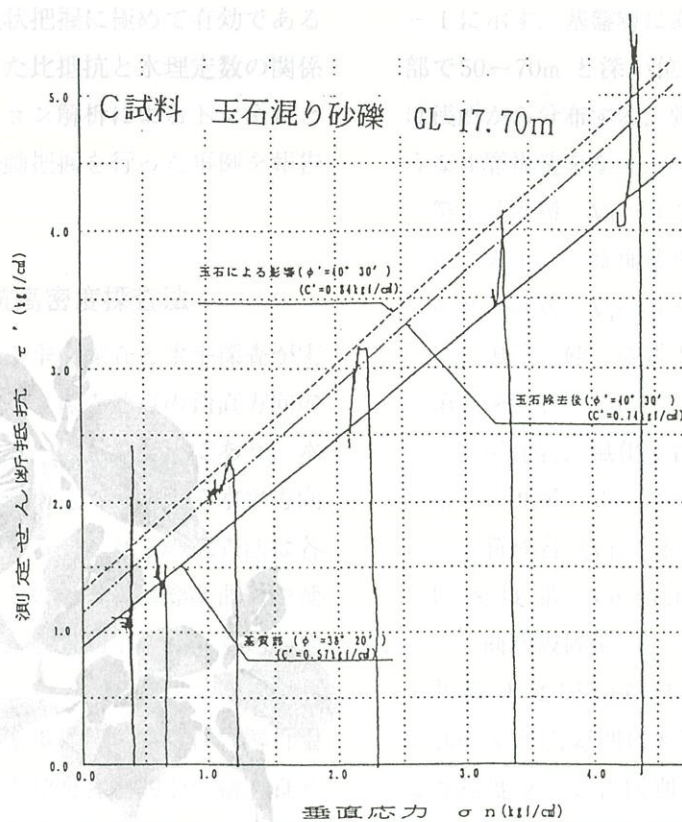


図-5(3) リングせん断試験解析図 (定体積法)

5. おわりに

孔内リングせん断試験は特に地すべり地における粘土や、風化軟岩で多用されていたが本例は室内試験が困難な玉石混り砂礫層で試みたものである。

この試験での留意点はボーリング孔底の状況により試験値が支配される点にあり、特にスライムの排除を念入りに行う必要がある。従って、すべての砂礫層に適用可能とはいわないが、基質部が有意な厚さを形成している玉石混り・砂礫層には有効と考えている。

なお、現地での試験は当社の技術研究所の計測チームが行ったものを付記しておくものとする。

参考文献

- 1) 赤井浩一：有効応力にもとづく斜面の安定解析：土木学会論文集No.74, pp. 59-65, 1961
- 2) 赤井浩一：土質調査試験結果の解釈と応用例，土基基礎工学ライブラリー4，土質工学会編，p. 255, 1979
- 3) 三笠正人：特殊せん断試験執筆小委員会資料，土質工学会，pp. 445-446, 1968
- 4) 三笠正人：特殊せん断試験執筆小委員会資料，土質工学会，p. 453, 1968
- 5) 三笠正人：土質試験法（第2回改訂版），土質工学会編，p. 578, 1980
- 6) テルツアギ・ベック：土質力学基礎編（初版）：星埜，加藤，三木，榎並共訳，丸善株，p. 61, 1969
- 7) Hvorslev, M. J.: Physical component of the shear strength of saturated clays, Proc. Research Conf. on Shear Strength of cohesive soils, A. S. C. E, pp. 169-273, 1960
- 8) 第2回地盤力学における現場計測に関する国際シンポジウム
“Test for Direct Ring Shear Tester in Borehole”
—Especially Application of effective stress—M. Yunoki, M. Yamakawa, T. Kajiwar, K. Kimura, Meiji Consultant Co., Ltd. Tokyo, Japan



比抵抗高密度探査によるトンネル地盤調査

梶谷エンジニア株式会社

上 出 定 幸

1. はじめに

トンネル地質調査は一般に地表踏査、弾性波探査、ボーリング調査等が採用される。これらの調査法は一長一短があり、単独で調査を行う場合、トンネルの地山区分や地下水の性状の把握に問題が生じることが多い。

そこで、筆者は弾性波探査に並行して比抵抗高密度探査を実施し、弾性波速度と比抵抗の分布状態から地質分類・地質構造や地下水特性を把握し地山分類の資料とした。また、種々の調査結果に基づいて、比抵抗と水理定数の関係を見出し、トンネル掘削による地下水の挙動を検討した。

この論文は、比抵抗高密度探査による比抵抗分布がトンネル区間の性状把握に極めて有効であることを明らかにし、また比抵抗と水理定数の関係を用いたシミュレーション解析によるトンネルとその周辺の地下水の挙動把握を行った事例を報告する。

2. 比抵抗高密度探査法

電気探査は、従来から垂直探査と水平探査が実施されてきた。垂直探査は探査地点の鉛直方向の比抵抗の変化を把握する一次元探査法であり、水平探査は断層などの地質構造に起因する水平方向の変化を捉えたものである。これらの探査法は各種の電極配置があり、その解析には標準曲線や補助曲線を用いるために、個人的主観が入り込む要素があった。

最近の電子計算器の進歩に伴って各種の解析手法が開発され、多量の点数を客観的かつ精度良く比抵抗を求めることが出来るようになり、急速に比抵抗高密度探査（比抵抗多次元探査ともいう）

が発展した。ここで用いた高密度電気探査は、地表の測定値を満足する地下の比抵抗分布を逆解析手法によって求める測定・解析法である比抵抗二次元探査を採用している。

3. 物理探査結果

対象地では、弾性波探査と比抵抗高密度探査を実施し、問題となる地点でボーリング調査を行った。その結果を以下に記す。

3-1 弾性波探査の結果

弾性波探査は、岩盤の風化状況や断層破碎帯の位置や規模を把握するために、トンネルルート上とそれに直交する測線を設定した。その結果を図1に示す。基盤層にあたる第4速度層は、尾根部で50～70mと深い位置に分布するが、谷部では浅所から分布する。弾性波速度層は、以下のような4層構造をなす。

第1速度層 $V_p=0.2\sim0.4\text{km/s}$

表土、崖錐堆積物、強風化土砂

第2速度層 $V_p=0.6\sim1.0\text{km/s}$

風化土砂、変質土砂

第3速度層 $V_p=1.6\sim2.4\text{km/s}$

風化岩、風化変質岩

第4速度層 $V_p=3.2\sim5.2\text{km/s}$

新鮮岩 ($V_p<4\text{km/s}$, $V_p>4\text{km/s}$)

低速度帯 $V_p=1.6\sim2.4\text{km/s}$

断層破碎帯

基盤速度層の第4速度層は、 $V_p=3.2\sim5.2\text{km/s}$ と広範囲にわたっており、岩種によって2速度ゾーンに区別される。 $V_p<4\text{km/s}$ 速度ゾーンは亀裂が多く、やや風化の進んだ部分のほか、破碎岩や変質岩が分布する個所に対応する。

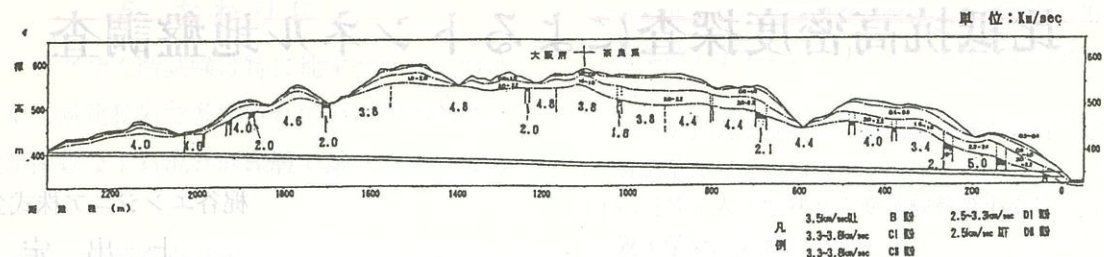


図-1 トンネルルート上の弾性波速度分布図

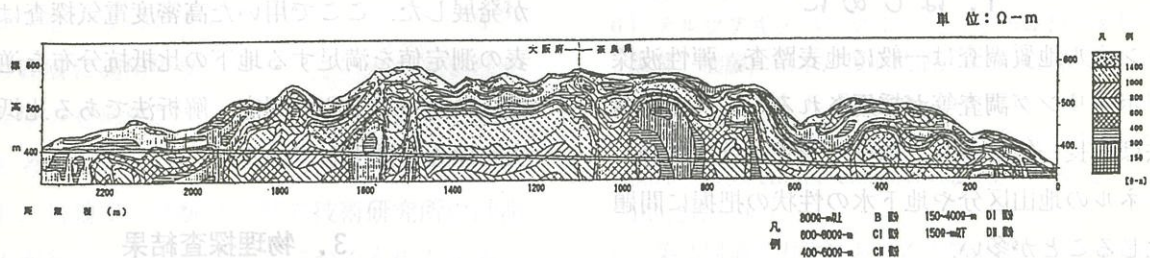


図-2 トンネルルート上の比抵抗分布図

$V_p > 4\text{km/s}$ 速度ゾーンは新鮮～弱変質を受けた石英閃緑岩が分布する個所に対応する。

3-2 比抵抗高密度探査の結果

ルート上の比抵抗分布を、図-2に示す。

対象区間の比抵抗値は概ね $50 \sim 2400 \Omega\text{-m}$ の範囲に分布し、大きく高比抵抗の $800 \Omega\text{-m}$ 以上、 $800 \sim 400 \Omega\text{-m}$ 、 $400 \sim 150 \Omega\text{-m}$ および低比抵抗値の $150 \Omega\text{-m}$ 以下の4比抵抗ゾーンに分帯される。

比抵抗分布を見ると、周囲に比較して高比抵抗や低比抵抗を示すゾーンがレンズ状、ドーム状や脈状に分布する。これらの比抵抗の違いは岩種・岩質の違いを表している。低比抵抗ゾーンは粘土分が多く、断層破碎帯や変質帯などの劣化帯の存在を示唆している。

比抵抗から岩盤評価を行うには、諸調査結果と比抵抗を対比することのできる。

対象地における岩盤の分類・評価は、

- ① 石英閃緑岩の単一地質からなり、一部変質岩や変質岩類が分布する。
- ② 断層破碎帯が多く分布する。
- ③ コアの比抵抗や各種の孔内検層、孔内試験結果との対比結果

などから判断すると、次のような各比抵抗区分と岩盤区分・特徴を有している。

(I) $800 \Omega\text{-m}$ 以上 B

新鮮な岩盤。透水性は低い。

(II) $600 \sim 800 \Omega\text{-m}$ C I

僅かに変質し、比較的新鲜な岩盤。

亀裂が発達し透水性は高い。

(III) $400 \sim 600 \Omega\text{-m}$ C II

変質度が低く、粘土分を含まない弱変質岩。亀裂による透水性はやや高い。

(IV) $150 \sim 400 \Omega\text{-m}$ D I

変質程度や破碎程度は低い。一部粘土化した部分を挟む中程度の変質岩。

透水性は中程度。変質や破碎部の分布で突発湧水が生じ易い。

(V) $150 \Omega\text{-m}$ 以下 D II

著しく変質し、粘土分を多く含む強変質岩や破碎岩類を多く含む。粘土化した破碎帯。粘土の含有により透水性は低い。

以上のような比抵抗と岩盤状況との関連性をもとに地下深部の岩盤状況を推定した。

3-3 比抵抗分布による断層破碎帯の推定

図-2の比抵抗分布を見ると、比抵抗の低い部分が深部から地表付近まで連続する所が数多く見られる。低比抵抗が構造的に分布する個所は、確認断層、低速度帯と概ね一致していることから、断層あるいは断層破碎帯と推定できる。構造的な比抵抗分布による断層破碎帯は図-3に示すよう

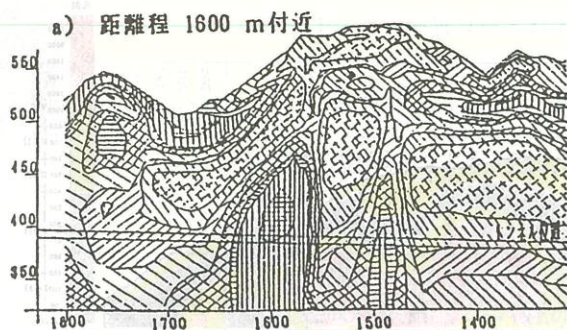


図-3 比抵抗分布に表れた断層破碎帯例

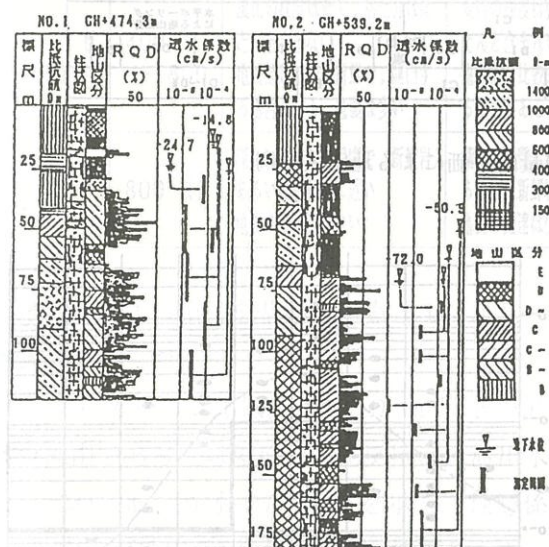


図-4 ボーリング結果一覧図
(比抵抗, 地山区分, RQD, 透水係数)

に, 明瞭な比抵抗の境界として現れている。

3-4 比抵抗分布異常部詳細調査

比抵抗と岩盤状況と地下水状況を対比するため
に比抵抗異常部でボーリング調査を実施した。各
ボーリング結果 (比抵抗, 地山区分, RQD およ
び地下水状況) を図-4 に示す。

比抵抗は地下水に左右され, 地下水面より上部
の不飽和帯では, 粘土分の多い強風化や強変質部
のD~E級では高比抵抗 (1000Ω-m 前後) を示
し, また飽和帯のC~B級の新鮮な岩盤でも高比
抵抗を示す。低比抵抗 (300Ω-m 以下) を示す
個所は, C級の新鮮で亀裂の多い岩盤や湿潤状態
にあるD~E級の場合である。

比抵抗と透水性の関係を見ると, 比抵抗に応じ
た透水性を示す。

4. 比抵抗法による換算弾性波速度

岩石の比抵抗法と弾性波速度がそれぞれ間隙率
と一義的な関係にあることを用いて, 岩石の比抵
抗を弾性波速度に換算する手法 (換算弾性波速
度) が提案され, その結果の定量的評価に基づく
トンネルの地山区分を行う試みが行われている。

比抵抗を弾性波速度に換算する場合, Bussian
の式(1)を Wyllie の式(2)に代入して整理した式(3)
に基づくものである。

・Bussian の式

$$\phi = \alpha(R_o)^{-1/m} - \beta(R_o)^{(m-1)/m} \dots \dots \dots \text{式(1)}$$

ϕ : 間隙率

α : $(R_w)^{1/m} \cdot R_r / (R_r - R_w)$

β : $(R_w)^{1/m} / (R_r - R_w)$

R_o : 岩盤内帯水部の比抵抗

R_w : 間隙水の比抵抗

m : 充填指数

・Wyllie の式

$$t = \phi t_f + (1 - \phi) t_m \dots \dots \dots \text{式(2)}$$

t_f : 岩石内に含まれる水中の弾性波速度

t_m : 岩石構成物質の弾性波速度

・換算弾性波速度

$$t = A(R_o)^{-1/m} + B(R_o)^{(m-1)/m} + C \dots \dots \dots \text{式(3)}$$

この式(3)に基づいて岩崗岩を対象としたトンネ
ルの換算弾性波速度を比抵抗高密度探査データか
ら求めることができる。

図-5は施工が既に終わった区間の弾性波速度
と比抵抗分布を示す。トンネルルート沿いの弾性
波速度は $V_p = 2.0 \sim 5.0 \text{ km/sec}$, 比抵抗は $R =$
 $250 \sim 1600 \Omega\text{-m}$ の範囲で分布する。切羽観察に
よる地山区分や実績支保パターンがDI~CI等
級に分類されている。定量的評価による地山区分
もDI~CI等級に区分されるが, 実績支保パタ
ーンと一致しない区間もある。これは, 湧水の多
い箇所にあたる。

この結果から, 弾性波探査と比抵抗高密度探査
結果から求めた定量的評価 (換算弾性波速度) に
よる地山区分手法の適用性があることがいえる。

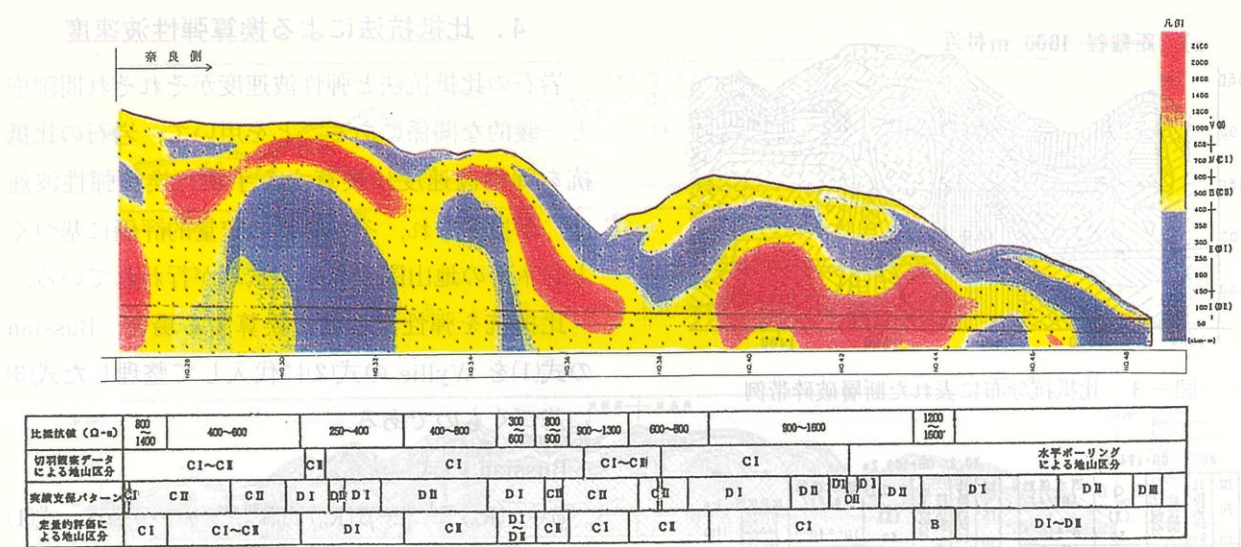


図-5 トンネル実績支保パターンと定量的評価による地山区分例

5. 比抵抗分布の水文解析への適用

トンネルの水文解析は、次の項目を主目的とし実施される。

- ① トンネル掘削による地下水位の低下、恒常湧水量の検討
- ② 断層破碎帯とその周辺での湧水量あるいは排水工法の検討

解析は、一般に水理地質調査の結果を用いて行うが、対象トンネルの場合、これらの結果とルート上での電気探査を重要視した地山（地山区分、比抵抗区分等）や地下水（地下水位、流動位置、透水性等）の状況を把握して、より精度の高い水理地質モデルを作成した。

以下に、比抵抗分布とその解釈に基づいた水収支解析への適用事例を示す。

5-1 比抵抗値と透水係数との関係

比抵抗値と透水係数との間に優位な関係があるかどうか、比抵抗高密度探査による比抵抗値と湧水圧試験による透水係数を用いて検討した。

比抵抗値と透水係数との関連は、図-6に示すようにばらつきがあるが、400~800 Ω-m の範囲で透水性が最も大きく、それより比抵抗値が大きくても、小さくても透水性は小さくなる傾向にある。なお、山口(1970)は、この関係を実験から見いだしている(図-7参照)。

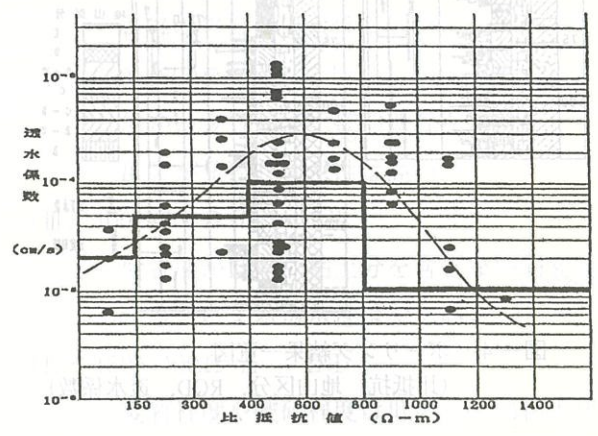


図-6 比抵抗値と透水係数の関係

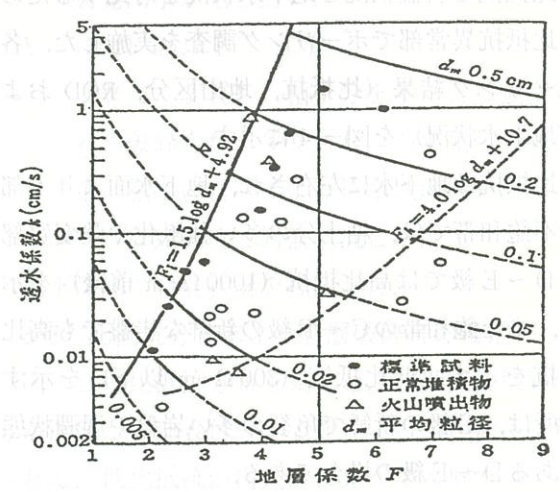


図-7 地層係数と透水係数の関係 山口(1970)

表－1 水理地質コードおよび比抵抗値によるゾーニング分類表

地質コード 区分コード	比抵抗値 (Ω -m)	石英閃緑岩	変質岩	岩盤区分	透水性	透水係数 (cm/s)	有効間隙率 (%)
ゾーンⅠ (1)	150以下	著しく風化し、粘土分を多く含む強風化帯 砂質土状(マサ土)を呈する	著しく変質し、粘土分を多く含む強風化帯 砂質～粘性土状を呈する	DⅡ E級～D級	低い	2×10^{-5}	10
ゾーンⅡ (2)	150 ～ 400	全体に風化の程度は低いが、所々著しく風化したところを挟む そこでは砂質土化し、砂～粘土分を多く含む	全体に変質の程度は低いが、所々著しく変質したところを挟む そこでは粘土分を多く含む	DⅠ C級主体、所々に D級、B級を挟む	全体に中程度であるが 所々に風化・変質ある いは劣化した所を挟み そこでは透水性は低い	5×10^{-5}	5
ゾーンⅢ (3)	400 ～ 800	風化の程度は低く、粘土分はほとんど含まない 亀裂部は比較的新鮮で、開口する場合がある。亀裂は多い	変質の程度は低く、粘土分はほとんど含まない 亀裂部は比較的新鮮で、開口する場合がある	CⅡ, CⅠ C級主体、所々に D級、B級を挟む	亀裂が発達しており、 透水性は高い	1×10^{-4}	5
ゾーンⅣ (4)	800 以上	僅かに風化した程度で、新鮮岩あるいは新鮮岩に近い 亀裂の発達は少ない	僅かに変質した程度で、新鮮岩あるいは新鮮岩に近い 亀裂の発達は少ない	B B級主体、C級介在	亀裂は少なく、透水性は低い	1×10^{-5}	3

筆者らは次の項目を基準に、表－1に示す透水性区分を行った。

① Iゾーン：比抵抗が150 Ω -m 以下の低比抵抗地山である。対象地の水比抵抗は、河川水で85～128 Ω -m、湧水で77 Ω -m を示し、地層係数(＝地山の比抵抗/地下水比抵抗)の概念から、その2倍の150 Ω -m 以下では粘土分が多く、透水性の低いゾーンとした。

② II、Ⅲゾーン：透水性が良く、地下水を多く賦存させている地山とした。

③ IVゾーン：比抵抗800 Ω -m 以上の高比抵抗地山である。地下水比抵抗の10倍(地層係数＝10)の約800 Ω -m 以上の地山では、岩盤状態が良くなり、地下水をあまり賦存しなくなるといわれ、800 Ω -m 以上を透水性の低いゾーンとした。

5-2 水理モデルと施工データ

縦断方向は、比抵抗分布図から透水係数断面図(透水性の分帯)を作成した。横断方向の比抵抗分布は、沢水流量を同定させて範囲を拡大した。また、比較的新鮮な岩であるIVゾーンを、地形面や風化帯に概ね平行に分布させた。トンネル施工は両坑口より同時に掘削を開始し、12カ月で貫通すると仮定し、トンネル半径を5 m(掘削断面積80m²)とし、覆工等による湧水制御は無視した。

5-3 解析結果

水理モデルをもとに、トンネル掘削に伴う地下水位の低下、トンネル坑口湧水量、代表的な沢の沢水流量の影響について検討した。

① 地下水位の低下影響範囲
トンネル掘削に伴う地下水位の低下範囲(影響範囲)は、トンネル貫通後3カ年経過した時点では、北側に1 km、南側に700m まで及ぶことが予想される。

なお、トンネルルート上における地下水位低下は、透水性の分布(比抵抗の分布)により低下し易い区間と低下し難い区間が表れている。

② トンネル坑口湧水量

各坑口のトンネル湧水量は、貫通後の恒常湧水量の時系列変化は、西側坑口に比べ東側坑口が豊水期～渇水期などの季節変化が認められる。

③ 掘削中のトンネル湧水量

計算結果から東側坑口の湧水量(掘削完了区間)は、TD 200m で $Q=1.0\text{m}^3/\text{min}$ 、TD 500m までは湧水量に目立った増加もなく、 $Q=1.0\sim 1.2\text{m}^3/\text{分}$ 程度で増減する。TD 580～600m で $Q=1.0\text{m}^3/\text{分}$ の増加、TD 800～850m 付近で $Q=2.0\text{m}^3/\text{分}$ 程度の集中湧水が予想された。この区間はゾーンⅢ(400～800 Ω -m)の透水性が良く、

土被りも大きく、地下水位も高い区間である。

5-4 実測値と解析値との比較

東側工区は既に掘削が完了し、坑口湧水量、代表地点の地下水位、沢水流量などが経時的に測定されている。

(1) 坑口湧水量とその経時変化

坑口湧水量とトンネル掘進長との関係を図-8に示す。TD 200m までは水平孔による排水の影響を受け、湧水は少量である。集中湧水は、

TD 655~685m 間 $Q=1.0\text{m}^3/\text{分}$

TD 860~870m 間 $Q=2.1\text{m}^3/\text{分}$

TD 930~960m 間 $Q=1.8\text{m}^3/\text{分}$

の3区間で発生している。これらの集中湧水が発生した区間は、比抵抗値が急激に変化する区間(水理地質区分ではゾーンⅣからⅢへ、ⅡからⅢへ移行する箇所)にあたる。つまり、透水性がより大きくなる箇所で集中湧水が見られる。

なお、解析値と実測値を比較すると集中湧水の位置はもちろん湧水量も概ね一致している。ただし、貫通点付近では、実測湧水量が解析値より約5割程度大きくなっている。これは貫通点より西側が施工されておらず、西側に流出すべき地下水が施工中の東側へ流出したために湧水量が多くなったものと考えられる。

(2) 地下水位低下量

東側工区中央付近から貫通点にかけて地下水位

観測を行っている。地下水位低下量の解析値と実測値は概ね一致した値を示す。

いずれの地点も解析上は、95~97mの低下量を示している。実測値は、東側工区中央ではトンネル切羽が通過して10カ月が経過して平衡状態を示しており、解析値より2.5m低下している。貫通点付近ではトンネル通過後、3カ月でまだ平衡状態に達しておらず、解析値より9m高い位置で残留水位として残っている。

以上のように、地下水位低下量は解析値と実測値とは概ね一致した状態を示している。

(3) 沢水流量

東側工区中央沢の基底流量は、 $Q=270\sim300\text{l}/\text{min}$ であり、シミュレーション結果によれば、その90%程度はトンネル掘削によって減少するものと予想された。

しかし、実測データでは、地下水位はトンネル切羽の接近(距離-89m)に伴って低下し、切羽が通過した時点で急激に水位が低下している。沢水流量は切羽が通過し、その距離が+70m付近に達した時点から減少し始め、切羽が距離+295mの時点で完全に枯渇した状態となっている。計算結果では、完全に枯渇することはないものと考えられた。この違いについては、1994年は異常渇水であったので、降水量に大きく影響を受けているものと考えられる。

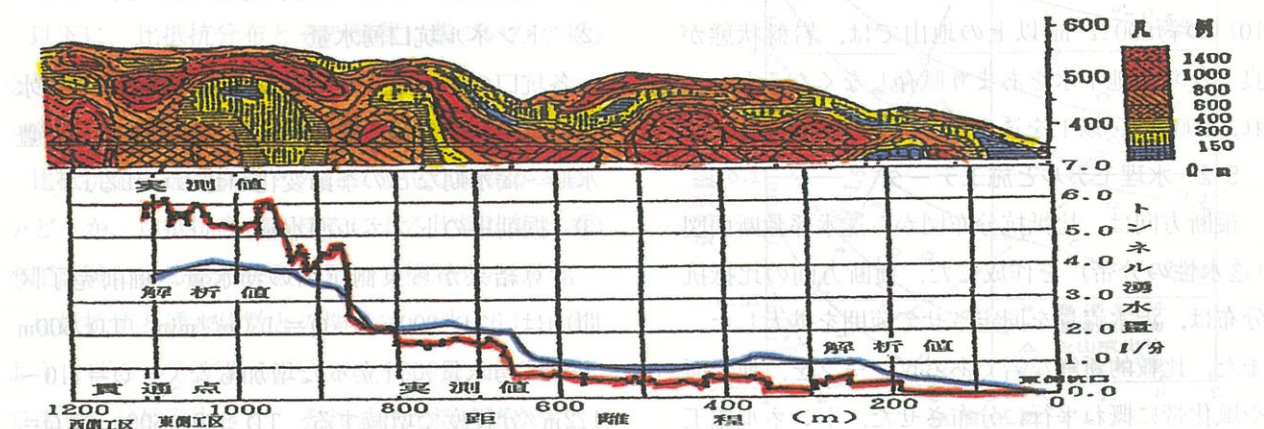


図-8 坑口湧水量(予測値と実測値)とトンネル掘削長との関係

5. ま と め

以上のように、

(1) 比抵抗高密度探査は地山の比抵抗分布の状況を精度よく把握することができ、その結果を解釈することによって、

① トンネル周辺の岩盤の性質だけでなく、

② 断層破碎帯の性質、規模や見掛けの傾斜および地下水の賦存状態

を把握することができる。

(2) 弾性波速度と比抵抗の関係から地山の換算弾性波速度を求めることが可能であり、その値から地盤評価（地山区分の定量的評価）を行うことが出来る。

(3) 比抵抗分布や比抵抗値を解釈することで水理計算用のモデルが構築でき、その数値解析結果と実測値を比較すると良い結果が得られている。

今後、数多くの比抵抗高密度探査結果および施工実績結果などの基礎的資料を集積解析することによって、トンネルの地山状況（各岩種、各岩質や断層破碎帯等の岩盤状況や地下水状況に応じた比抵抗値）や地下水状況との関係を見い出すこと

ができれば、トンネル地盤調査への有効性が益々高くなるものと考えられる。

参考文献

- 1) 松井 保, 上出定幸ほか: 高密度電気探査による破碎帯の分布把握と地下水解析への適用, 破碎帯の工学的性質に関するシンポジウム発表論文集, pp. 81-88, 1992
- 2) 山口久之助: 鑿泉の電気検層, 昭晃堂 (1963)
- 3) 松井 保, 上出定幸ほか: 新しい電気探査法のトンネル調査への適用性 (その5), 第28回土質工学研究発表会 平成5年発表講演集, pp. 205-208, 1993
- 4) Matsui T., Kamide S. *et al.*: Application of resistivity image profiling to fractured zone delineation for tunneling, International Symposium on Hard Soils-Soft Rock, Athens, pp. 1513-1520, 1993
- 5) 松井 保, 朴 三奎ほか: 比抵抗高密度探査結果の定量的評価によるトンネル地山区分について, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 671-676, 1994
- 6) 松井 保, 上出定幸ほか: 比抵抗高密度探査結果を用いたトンネル地下水解析手法の検証, 第30回土質工学研究発表会 平成7年発表講演集, pp. 319-322, 1995



ある第三紀凝灰岩の山岳トンネルの地質調査

三 祐 (株) 和 田 温 之
三 祐 (株) 稲 垣 晴 紀
三井金属資源開発(株) 齊 藤 光 義

1. はじめに

最近では用地取得問題の難易や環境問題（地表の貴重な自然の改変等）から、水路、道路及び鉄道等の路線選定で山岳トンネル（以下トンネルとする）が選択される割合が多くなっている。

トンネル工事では地下水の大量湧出や予想外の破碎帯・軟弱地質の出現等で難工事になった事例が多い。このため、事前にその路線の地質及び地質構造を把握する調査が必要である。最近では、地山変形の少ないナトム工法の普及、薬液注入による軟弱層改良およびフォアパイリング等の特殊工法の開発によって従来より問題地質の対処が可能になってきた。しかしながら、このような対処を適切に行うためにも、トンネル路線の的確な地質調査が重要である。

トンネルの地質調査は、地質踏査、物理探査（弾性波探査、電気探査）、ボーリング（各種孔内試験を含む）及び岩石試験が一般的であり、最近ではジオ・トモグラフィーや長尺水平ボーリングも加わることがある。しかしながら、詳細な地質調査によっても、トンネル路線の地質条件を全て把握することは難しく、トンネルの規模によっても調査費に限界がある。

かなりの地質調査を行っても、推定した地質と掘削時のとは異なることがあり、工事途中で先進ボーリングを必要としたり、掘削時の現場計測によりトンネルの設計変更を余儀なくされることが多い。このため最近では、途中での変更のためのマニュアルも作成されているぐらいである。

このような中で、具体的な個々のトンネルの地質調査については、その地質条件と規模に応じて

経済的技術的に最適の手法が選択されるべきである。

今回は、図-1に示す群馬県沼田市北部の第三紀凝灰岩分布地域でのAとBの二つの道路トンネルの地質調査について若干工夫した事例をまとめてみた。

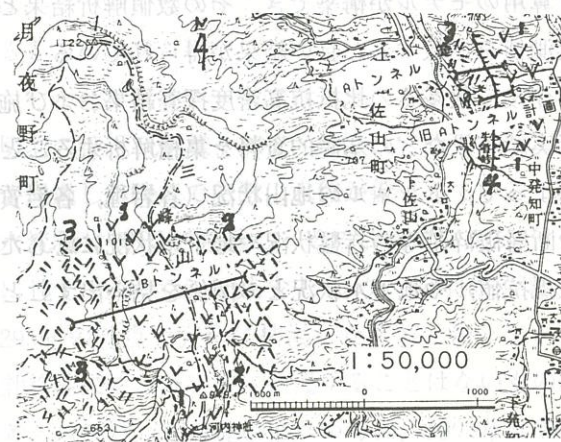


図-1 トンネル位置及び地質概要

1:流紋岩質溶結凝灰岩、2:石英安山岩質軽石凝灰岩
3:緑色凝灰岩、4:断層

2. 沼田市北部の地質と工学的性質

沼田市北部の地質は蛇紋岩、オフィオライト、ホルンフェルス、中生層、第三紀及び第四紀の火山性堆積物等と複雑であるが、今回調査した二つのトンネル路線周辺の地質と工学的性質は表-1と次のとおりである（地質概要は図-1参照）。

(1) 崖錐性堆積物

第三紀の火山性堆積物の上には更新世-完新世の崖錐性堆積物が発達しているところがあり、特に三峰山の山麓では切久保溶結凝灰岩の巨大転石（直径1 m前後）のある厚い崖錐性堆積物が発達し、その一部は地下水の帯水層になっている。弾

表-1 A・Bトンネル周辺の地質と工学的性質

地質時代			地 質	単位体積重量 (g/cm ³)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	地山弾性波速度 (km/s)
新 生 代	第 四 紀	完新世 I 更新世	崖錐性堆積物	1.8	-	-	-	-	0.5- 1.9
		第 中 後期	流紋岩質溶結凝灰岩 (切久保層)	2.19- 2.40	130- 417	8.37- 35.0	1490- 2690	830- 1270	2.2- 4.2
	三 新 紀	中期	石英安山岩質軽石 凝灰岩 (三峰層)	1.8	31.1- 54.2	3.1- 8.1	1640- 2090	720- 770	1.8- 2.0
		中期	緑色凝灰岩 (後閑層)	2.07- 2.24	57.9- 171	6.4- 15.9	2500- 2580	1120- 2500	2.8- 3.0

性波速度が0.5-1.9km/secと変化が大きく、下部は旧期の固結した崖錐性堆積物で弾性波速度では石英安山岩質軽石凝灰岩層との区別が困難である。

(2) 流紋岩質溶結凝灰岩

流紋岩質溶結凝灰岩は、約690万年前に噴出したもので石英、黒雲母及び角閃石の結晶が目立ち、三峰山の頂上部にテーブル状に分布して顕著な柱状節理が発達している。これは切久保（または利根）溶結凝灰岩と呼ばれて、この地域の丘陵に広く分布している。これは風化するとマサ土状になりスレーキングしている部分もある。その新鮮な溶結部は弾性波速度が4.2km/sec、単位体積重量2.40g/cm³ および一軸圧縮強度 $qu = 417\text{kgf/cm}^2$ と中硬岩程度の岩盤である。そして部分的には $qu = 130\text{kgf/cm}^2$ 程度の非溶結部であったと推定される部分を挟在している。

また、この岩石が緑色凝灰岩と断層で接触する露頭では、比重と一軸圧縮強度とも小さく亀裂の発達しない緑色凝灰岩よりも、それらがより大きく亀裂の多い流紋岩質溶結凝灰岩の方が破碎されている（幅約1m）。この露頭からトンネル路線の推定断層部分の状況を推定した。

(3) 石英安山岩質軽石凝灰岩層

石英安山岩質軽石凝灰岩層は、三峰山の流紋岩

質溶結凝灰岩の下位の東部（佐山側）にあり、約1,100年前に噴出したもので三峰山層と呼ばれている。これは新鮮部でも弾性波速度が2.0km/sec、単位体積重量1.8、一軸圧縮強度が最大で54.2kgf/cm²と軟岩状であるが、亀裂はほとんど発達していない。

(4) 緑色凝灰岩

緑色凝灰岩は、切久保溶結凝灰岩や三峰山層の基盤岩となるグリーンタフ新第三系の後閑層であり、三峰山の切久保溶結凝灰岩の下位の西部（月夜野側）や、四釜川の東の丘陵の西部（佐山側）にある。この岩石は新鮮部でも弾性波速度が3.0km/sec、単位体積重量は最大で2.24、一軸圧縮強度が最大で171kgf/cm²とやや軟岩状であるが、亀裂はあまり発達せず、部分的には角礫岩が発達している。

3. Aトンネルの地質調査

(1) 路線の変更

四釜川の東側にある丘陵では、図-1に示すように西部の緑色凝灰岩と東部の流紋岩質溶結凝灰岩が断層で接触している。これを貫くAトンネル路線は当初は最短距離のケルンコル（図-1参照）に計画されていた。しかしながら、マサ土状の風化帯が厚く、ケルンコル部にトンネル路線に

平行な断層が推定されたことから長くなるが路線に平行な断層のないケルンバット（ケルンコルの北側）に路線変更した。

(2) 水温と比伝導度の調査

沼田付近の第四紀凝灰岩トンネルでは出水事故が多く、第三紀凝灰岩についても凝灰岩というだけで大湧水があると問題視された（周辺の採石業者は凝灰岩をイメージが悪いとして安山岩とよんでいる）。地表踏査では、第三紀の緑色凝灰岩と流紋岩質溶結凝灰岩のこのトンネル路線周辺には湧水が皆無であったことから、特に通常のトンネル地質調査であまり行われない地表水の水温と比伝導度の調査を行った。この結果、気温が 0.5°C のとき、トンネル路線周辺の沢水は全て水温 4°C 、比伝導度 $60\mu\text{S}/\text{cm}$ であり、殆ど雨水から供給されたものと考えた。なお、付近のじゅんさいを採るため池のは水温 1°C 、比伝導度 $73\mu\text{S}/\text{cm}$ であり、西側の四釜川（河床に緑色凝灰岩が多い）の流水は水温 4°C 、比伝導度 $70\mu\text{S}/\text{cm}$ であった。一般に、湧水の比伝導度は河川水のより高く、 $100\mu\text{S}/\text{cm}$ を越すことが多い。これらから、また地山のかぶりも最大で100mの浅い丘陵であることから、地下水は無いと推定した。実際に水平及び垂直のボーリング孔に地下水はなかった。

(3) 弾性波探査

弾性波探査はケルンバットで実施した。新鮮部の弾性波速度は、緑色凝灰岩の $2.8\text{--}3.0\text{km}/\text{sec}$ と流紋岩質溶結凝灰岩の $4.2\text{km}/\text{sec}$ と差があり、この境界は明瞭に区別でき断層と推定した。この断層については周辺には露頭がなく、約5km離れた露頭から破碎帯の幅は1m程度と推定した。

Aトンネルは既に掘削が完了しているが推定どおりの断層が実際にあり、広い範囲の地質踏査が役にたった。

(4) ボーリング

ボーリングは当初計画では垂直方向の4孔だけであった。しかしながら、地質踏査結果で崖錐性堆積物の厚い東部の抗口では長さ50mの水平ボーリングに変更した。垂直ボーリングは硬い露頭の

多い緑色凝灰岩の谷部に1孔、風化帯の厚い流紋岩質溶結凝灰岩に2孔行った。水平ボーリングからの湧水はなく、実際のトンネル掘削でも湧水は殆どなかった。

トンネル調査のボーリングの位置については、一般には地山の劣化を防ぐために路線からはずされることが多い。しかし、ここでは路線がやせ尾根の中心部にあり、ボーリング位置をずらすと地質が異なる可能性があることから、ボーリング孔を後でモルタルで埋めることにして路線上で実施した。

近年かなりの数のボーリングが行われているが、後で処理されるものは少ないようである。ある平野では、数年後にウエルポイントをかけたら（地下水面-9m）既存のボーリング孔からガスが出た（水溶性ガスは水圧低下でガスと水が分離する）ものがある。一般に軟弱地盤のボーリング孔は土圧で自然に閉塞されると考えているが、そうでない場合もあるし、ドレーンの役目を果たし地盤の圧密を促進しかねない場合も考えられる。

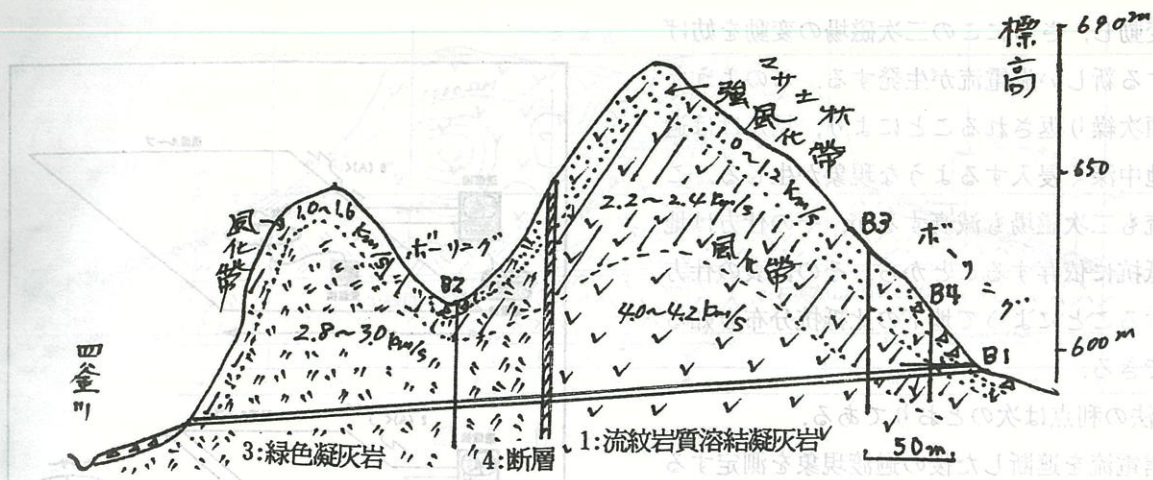
また、温泉地帯ではダムの水圧で既存の温泉調査ボーリング孔から温泉を湧出させた疑いのあるものもある。他にも、不透水層として利用する地層の厚さを調べるためのボーリング孔の処理が不明になった事例などもあるらしい。

ボーリング孔を地下水等の観測に利用するものもあるであろうが、基本的には用務が終了したら必要な処理を行うように努める必要がある。

(5) 調査結果

Aトンネルの地質調査結果の概要は図-2に示すが、実際のこのトンネル掘削では予想通りの地質で湧水もなく工事の手戻りは殆どなかった。しかしながら、緑色凝灰岩はスレーキング試験では問題がなかったのに、機械掘削による細粒化が激しく水を含むと泥濁化したのは予想外であった。

この調査では、広い範囲の地質踏査、地表水の水温・比伝導測定の初歩的調査を先行させて、地山の地下水の有無や断層破碎帯を推定したのがよかったと考えられる。



図一2 Aトンネル地質断面図

反省としてはトンネル工事で使用する多様化した機械に対する地質の反応についての調査に気がつかなかったことである。

4. Bトンネルの地質調査

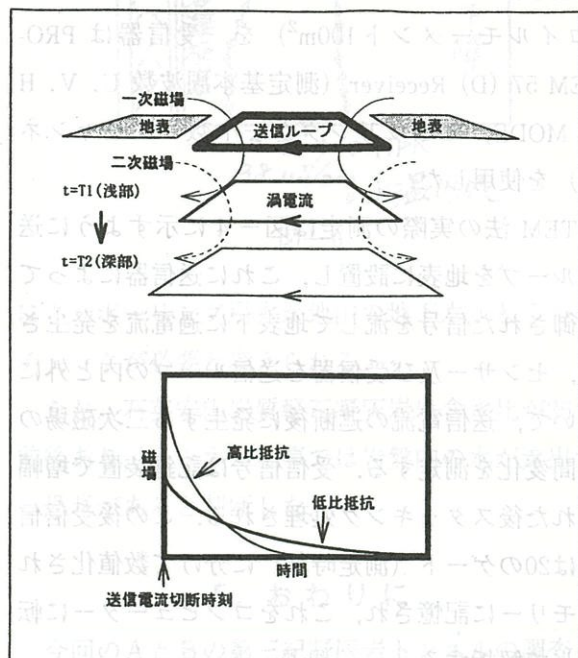
(1) 物理探査

Bトンネルは流紋岩質溶結凝灰岩台地である三峰山の下を通る長さ約1,500mの長大トンネルである。弾性波速度4.2km/secの流紋岩質溶結凝灰岩の下位にはそれが2.0km/secの石英安山岩質軽石凝灰岩（東部）と3.0km/secの緑色凝灰岩（西部）が分布しており、トンネルはこれらの岩石と流紋岩質溶結凝灰岩の境界付近（地表から約320m下）を通ることから、通常の屈折法による弾性波探査は適用しないと考えられた。このため、弾性波探査は流紋岩質溶結凝灰岩のないトンネルの出入口付近でのみ実施した。

当初計画では流紋岩質溶結凝灰岩台地上から深さ400mの垂直電気探査（4極法）が4点計画されていた。しかしながら、探査深度からその効果に疑問があり、また、路線の連続的な地質の解明に問題があり、トンネル設計への応用に疑問があったので、連続的な地質の推定が可能であり、アブダビの地下ダムその他での調査実績のある過渡現象電磁法（Transient Electromagnetic Measurement；以下、TEM法と略す）を採用した。なお、地質の推定については、周辺露頭の重点的な地質

踏査（河内神社の参道付近にはかなりの露頭があった）により補完した。

TEM法は、時間領域電磁法（Time Domain Electromagnetic Method）とも呼ばれ、電子誘導現象を利用して地下の比抵抗分布を測定するものである。図一3はTEM法の測定概念図であり、はじめに地表面のループに流した電流によって磁場が発生する（以下一次磁場とする）。次にこの電流を急激に遮断すると磁場の変動を妨げようとする誘導電流（以下過電流）が地表に流れ、これによって生じる二次的な磁場（以下二次磁場とす



図一3 TEM法概念図と比抵抗曲線

る)も変動し、さらにこの二次磁場の変動を妨げようとする新しい過電流が生発する。このようなことが順次繰り返されることにより、見かけは過電流が地中深く侵入するような現象が生じる。この過電流も二次磁場も減衰するが、その仕方は地層の比抵抗に依存することから、その減衰の仕方を解析することによって地下の比抵抗分布を知ることができる。

TEM法の利点は次のとおりである。

①送信電流を遮断した後の過渡現象を測定するため、一次磁場は存在せず受信信号は非常に安定している。

②過電流は時間とともに地下に伝達し、地表や地形の影響は時間とともに減衰し、スタティックシフト現象(地表部の比抵抗の不均一性による測定値の歪み)は生じない。

③送信機と受信器との距離による誤差(ニアフィールド現象)も生じない。

④比抵抗の変化に対する応答が敏感である。

⑤ループ状の送信器を用い、受信コイルも地表に水平に設置するので効率的である。

なお、今回は送信器はTEM 47 Transmitter(最大電流:3A, 出力波形:50%デューティ、両極短形波)を、センサーはPROTEM専用コイル(コイルモーメント 100m^2)を、受信器はPROTEM 57 (D) Receiver(測定基本周波数 U. V. H のMODE, サンプリングゲート数:20チャンネル)を使用した。

TEM法の実際の測定は図-4に示すように送信ループを地表に設置し、これに送信器によって制御された信号を流して地表下に過電流を発生させ、センサー及び受信器を送信ループの内と外に置いて、送信電流の遮断後に発生する二次磁場の時間変化を測定する。受信信号は記録装置で増幅された後スタッキング処理される。この後受信信号は20のゲート(測定時刻)に分けて数値化されメモリーに記憶され、これをコンピューターに転送して解析する。

解析方法については、各測点のデータを次の近

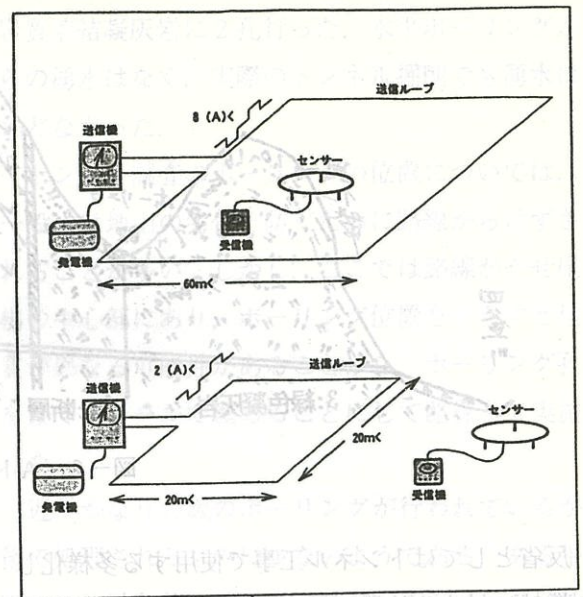


図-4 TEM法測定概念図

似式を使って測定電圧(V:mV単位)から磁場時間変化率(dB/dt : nV/m^2)に変換する。

$$\text{dB}/\text{dt} = 129 \times V / (2^n \times \text{RXA} / 100)$$

ここで、RXAは受信コイルモーメント(m^2)、nは受信器のゲイン設定値である。時間変化率は次式によって見掛け比抵抗値(R : Ωm)に変換される。

$$R = (\mu / 4\pi t) [0.4\mu \text{TXM} / t(\text{dB}/\text{dt})]$$

ここで、 μ は真空の透磁率($4\pi \times 10^{-7}$: H/m)、tは送信電流遮断後の経過時間(msec)、TXMは送信モーメント($\text{A} \cdot \text{m}^2$)である。

見掛け比抵抗から比抵抗構造を求めるには、地下を水平多層構造としてインバージョン(逆解析)手法を用いる。この方法は測定値に最も適合する比抵抗構造のモデルを非線形最小二乗法によって求める。今回はオッカムのインバージョンを用いた。これは地下を10-19層とし、層の厚さは固定し、各層の比抵抗を変化させて測定値を良く再現するような地下の比抵抗モデルを求めるもので、初期モデルは必要なく、滑らかな地下の比抵抗分布が得られ断面表示にも適している。

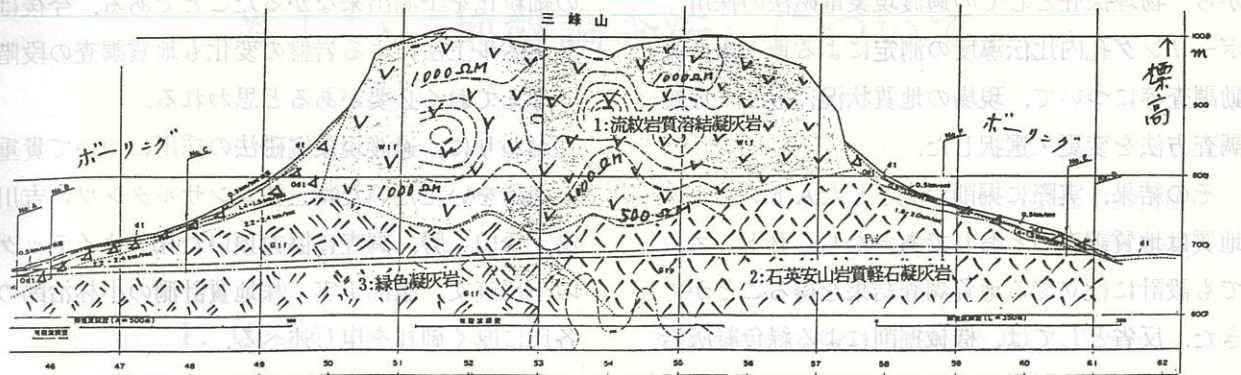


図-5 Bトンネル地質断面図

その結果は図-5に示すように流紋岩質溶結凝灰岩の比抵抗値は中心部が1,000 Ω m以上、周辺部が700-1,000 Ω m、石英安山岩質軽石凝灰岩と緑色凝灰岩が500 Ω m以下解析された。石英安山岩質軽石凝灰岩と緑色凝灰岩の境界は相対的にやや高い部分を緑色凝灰岩とした。トンネルは流紋岩質溶結凝灰岩の下の石英安山岩質軽石凝灰岩と緑色凝灰岩の中を通過し、特に路線中央部は流紋岩質溶結凝灰岩が低くなっており、トンネル工事で注意が必要であることが判明した。

(2) ボーリングと孔内比伝導度調査

ボーリングも当面は流紋岩質溶結凝灰岩のない地域（流紋岩質溶結凝灰岩台地上からは400m近い深さが必要）で行い、コアの岩石試験を実施した。また、ボーリング孔内の水温と比伝導度を測定したところ図-6に示すようにボーリングで使用した水が石英安山岩質軽石凝灰岩（湧水圧試験の透水係数は 2.8×10^{-7} cm/sec）の新鮮部ではそのまま滞留して不透水性であることを示した。浅い風化部と崖錐堆積物とでは、水温と比伝導度が変化して地下水が流動していることがわかり、その部分のトンネル掘削前に薬液注入による止水等の処理が必要であることが分かった。なお、緑色凝灰岩（湧水圧試験の透水係数は 8.4×10^{-8} cm/sec）の部分も同じようにボーリング用水が滞留した。

ボーリングの地下水位のみでトンネルの湧水を想定する例が見うけられるが、やはり比伝導度等

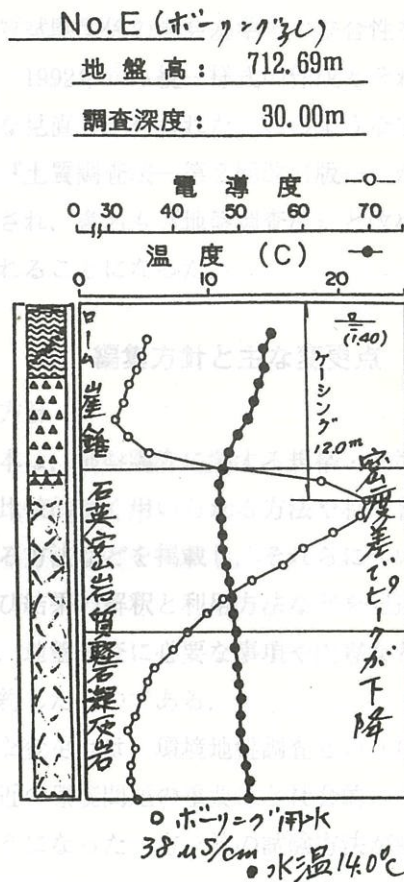


図-6

によりボーリング用水か地山の地下水かどうかのチェックが必要と考えられる。

なお、石英安山岩質軽石凝灰岩は含水比が25%前後あり、トンネル工事では岩盤内の水が滲出する恐れがあると判断した。

5. おわりに

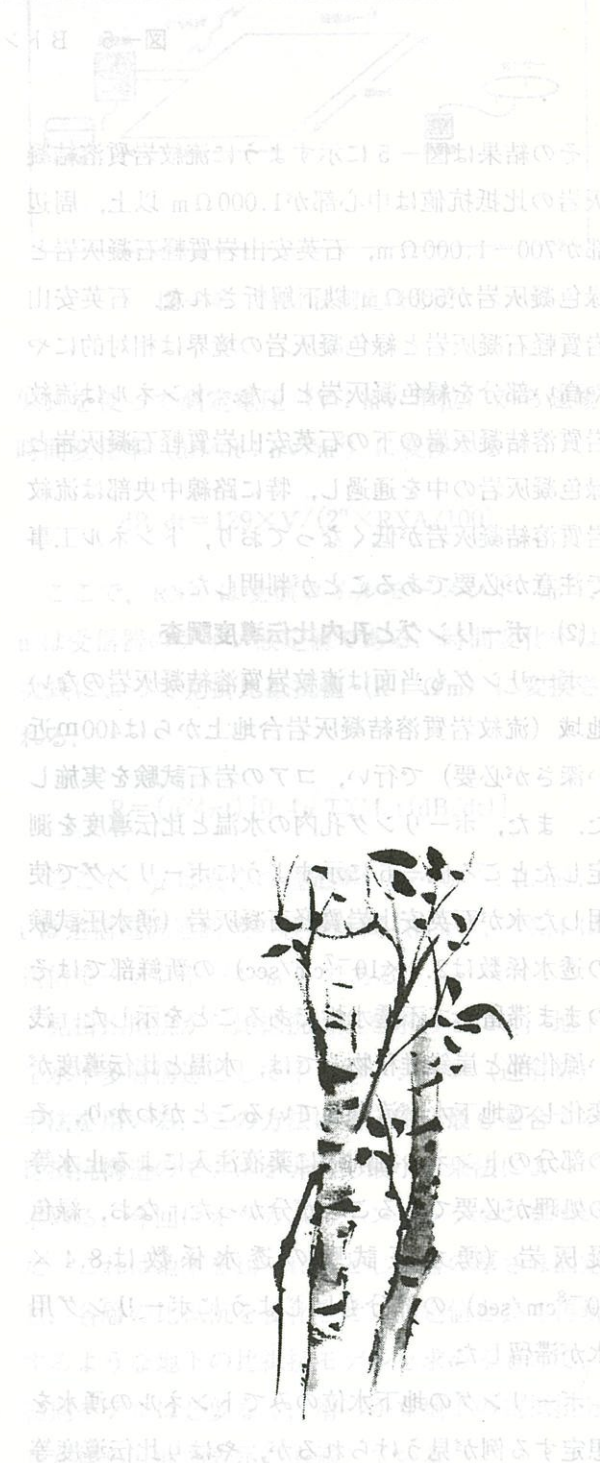
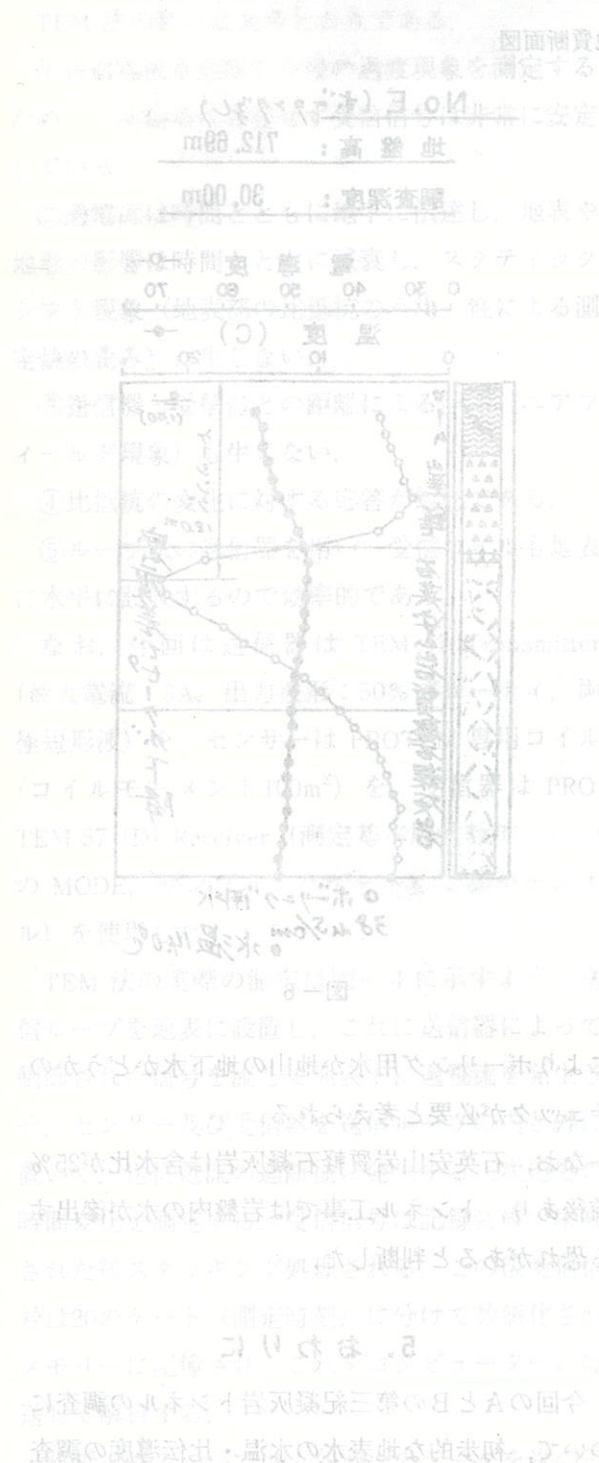
今回のAとBの第三紀凝灰岩トンネルの調査について、初歩的な地表水の水温・比伝導度の調査

から、物理探査としての過渡現象電磁法の採用、ボーリング孔内比伝導度の測定による地下水の流動調査等について、現場の地質状況に応じて地質調査方法を変更・選択した。

その結果、実際に掘削が完了したAトンネルの地質は地質調査のとおりであったし、Bトンネルでも設計に役立てる地質調査結果を得ることができた。反省としては、機械掘削による緑色凝灰岩

の細粒化を予測出来なかったことである。今後はトンネル工法による岩盤の変化も地質調査の段階で考えておく必要があると思われる。

おわりに、過渡現象電磁法の採用について貴重な助言をいただいた(株)三祐コンサルタンツの吉川満、松山 勝、調査に協力頂いた(株)アオイテックの小川直文、服部正実、(株)地質計測の小林治郎の各氏に厚く御礼を申し述べる。



新しい『地盤調査法』について

中央開発株式会社中部支店

技術部 黒田 真一郎

1. はじめに

本年9月、地盤工学会よりこれまでの『土質調査法』に代わり、新しく『地盤調査法』という本が発行された。この本はわれわれ調査業の関わる多くの業務についての規格や基準が掲載されているだけでなく、最近の調査に関わる新しい知見が示されており、どうしても一度は目を通しておきたい内容が盛り込まれている。過去の状況から考えて、この本に示された規格や学会基準が、今後、地質調査業の基本となって業務が発注されるものと推察され、この内容がわれわれ調査業に及ぼす影響は少なくないと思われる。

そこで、その編集に参画した立場から、その内容や特徴、これによって業務にどのような変化が生ずるかについて、述べてみたい。

2. 出版の経緯

これまでの『土質調査法』は、『土質試験の方法と解説』とともに、地盤工学会（旧名称：土質工学会）の代表的な出版物で、われわれが業務を行う上において基本的な事項が記載されていたため広く利用されてきた。

しかし、『土質調査法』は、1982年に第2回改訂版が出版され、その発行から既に12年余りが経過した。この間の地盤の調査、原位置試験、現場計測などの技術の進歩・進展は著しく、標準貫入試験の自動記録装置の開発や電気式コーン貫入試験も一般化されたり、各種サンプラーの開発で、旧版が実状に合わない部分も多くなってきた。また、計量法の改正に伴い、SI（国際単位系）の完全実施が目前に迫ってきた。

このような状況から、日本工業規格（JIS）と

地盤工学会基準が1995年に改正・制定され、これに伴うデータシートの改訂・作成も行われた。特に、地盤調査関係の学会基準は、既に施行されている土質試験関係の学会基準との整合性をはかるために、1992年から統一様式の作成とそれに伴う抜本的な見直しが行われた。このような成果を盛り込み『土質調査法—第2回改訂版—』が全面的に改訂され、書名も『地盤調査法』と改められて出版されることになった。

3. 編集方針と主な変更点

◎編集方針

この本は、地盤調査に関する規格・基準とそれ以外の比較的よく用いられる方法や将来普及が期待される方法などを掲載し、それらについての解説および結果の解釈と利用方法などを記述するとともに、地盤調査に必要な事項や内容などを総合的に集約したものである。

大きな変更点は、環境地盤調査という項目が入り、最近の環境問題の重要性と社会的ニーズに応えるようになった一方、杭の試験方法が割愛されたことである。

◎書名の改称

いわゆる「土質調査」が、岩盤や人工地盤等、土質という用語では表せない地盤までも対象として実施されるようになってきており、現実の調査内容を適切に表現していないと指摘されたことから、書名については『地盤調査法』となった。

したがって、この本では、原則として「土質調査」という用語は使わずに、「地盤調査」に統一されている。なお、室内の「土質試験」は名称と内容が適切に対応していることから、従来のお

りとなっている。

◎単位系の表記の変更

規格・基準の単位として SI が採用され、従来単位を{ }内に併記することになったため、解説の単位もこれと同じになった。

4. 『地盤調査法』の概要

ここでは、地盤調査法のまえがきを抜粋して、簡単にこの本の内容を述べる。

この本は調査方法の種類と内容などに応じて11の編に分けてある。このなかで、地盤調査関係の規格・基準があるのは、第3、5～10編である。これらの編の規格・基準には、原則としてそれぞれ一つの章を設け、解説は、統一した様式にしたがって記述されている。また、第1、2、4および11編は規格・基準のある編とは性格や内容が異なるので、独自の構成になっている。

◎第1編 地盤調査の計画

地盤調査の定義、内容、目的、位置づけ、考え方、最近の動向などの地盤調査の概説、および調査の流れ、調査計画の立て方、計画書や報告書のまとめ方、構造物ごとの計画の立て方等の地盤調査計画についても示されている。

◎第2編 資料調査・地質調査

資料調査、地質調査および、地盤調査に必要な事項として我が国の地盤と地形的な特徴、地形の見方などが述べられている。リモートセンシングや画像処理についても説明されている。

◎第3編 物理探査・検層

物理探査、常時微動測定および検層を対象にしている。検層のなかでは今回初めて速度検層と電気検層が基準化された。その他の方法では近年よく使われるジオトモグラフィ、地下レーダーなどを述べてある。なお、地下水に関係する検層は、第7編で扱っている。

◎第4編 ボーリング

地盤調査のためのボーリングを扱っている。ボーリング計画や方法の選定、実施上の留意事項、柱状図、断面図の作成方法などについても述べて

いる。

ボーリング方法は、地盤調査に最もよく使われているロータリー式機械ボーリングについて詳しく説明されており、それ以外の方法についても紹介されている。

◎第5編 サンプリング

主に乱さない試料の採取を対象にし、新たに改訂、新規制定された学会基準を主に扱っている。各種のサンプリングに共通な問題として、試料の品質評価に一つの章を設け、乱れの要因や品質評価方法について述べてある。また、採取した試料の現場における取扱いや運搬方法についても記述されている。

◎第6編 サウンディング

サウンディングの3つの規格と5つの基準を中心に説明されている。その他の方法として最近の新しい方法も紹介されている。孔内水平載荷試験についてもサウンディングとしてここで説明されている。

◎第7編 地下水調査

新たに学会基準に制定された地下水位測定と透水係数に関する試験の9基準を主体にし、それ以外に地下水の流速・流向測定、地下水検層、温度検層、地下水の採水方法などを扱っている。

◎第8編 載荷試験

杭関係の載荷試験を除いた規格・基準の地盤および道路の平板載荷試験と現場 CBR 試験について述べられている。これら以外に、深層載荷試験、表層安定処理層の載荷試験などについて説明されている。

◎第9編 現場密度試験

盛土の品質管理などのために現場で土の密度を測定する試験方法を扱っている。

◎第10編 現地計測

土圧・間隙水圧の測定、地盤変位・変形の測定、軟弱地盤上の盛土の施工管理等をまとめ、現地計測として説明している。また、これらの現地計測を行う場合の計測システムについて、軟弱地盤の盛土、地すべり、山留めの具体的な計器の配置や

管理方法、結果の評価などが記述されている。

◎第11編 環境地盤調査

環境地盤工学の定義と範囲、地盤と環境問題、堆積環境調査、地盤災害調査、地盤環境評価調査(土、地下水・大気汚染、地盤沈下、振動・騒音など)、維持管理調査などについて説明されている。これらのなかには比較的新しい方法があり、地盤関係の技術者には馴染の薄いものもあるが、本書の新たな特色の一つでもある。

◎巻末付録

付録には、単位換算表、SIの主な単位と表記方法、規格・基準に引用している主な規格類、地図・地質図などの一覧表、環境関係の資料、規格・基準の改定経緯、データシートの一覧表などが掲載されている。

5. この本によって地質調査が変わる点

今回の改訂により、いままでわれわれ協会が規格や地盤工学会の基準に準拠して実施してきた調査内容、方法、結果の整理方法およびデータシート等に変更点がいくつか出てきた。ここでは、そのなかでも特に注意すべき点をいくつかあげてみる。

◎単位について

我が国の計量単位を法律で定めた計量法は1992年に全面的に改正され、翌年11月に施行された。改正された計量法ではSIが本格的に採用され、非SI単位は一定の猶予期間後は例外的なものを除いて、「取引、証明」に使用できなくなることになった。このなかには、地盤工学的に関係の深い重力単位系の重量、力、荷重の単位を表す、gf、kgf、tfなどとこれを用いた応力、圧力単位体積重量などの単位が含まれている。これらの単位は計量法のうえでは1999年10月以降使用できなくなる。一方、JISは既に1995年4月1日からすべてSI単位に移行している。当分の間従来単位は参考値として併記されることになっている。したがって、サウンディングのように応力で表記するものは結果のまとめに注意を要する。

◎用語について

用語についても次のように新たに定義づけられたため、意味を理解して使用する必要がある。

(1) 地盤調査に関する用語と位置づけ「地盤調査」は、地質調査、土質調査、原位置試験、現場測定などの総称で従来の土質調査を包括している。

(2) 柱状図では、「土質柱状図」や「岩盤柱状図」が区別されて使われる。また、断面図としては、「土質断面図」、「地層断面図」が使われる。

(3) 土質試験では、採取した土を試料とは呼ばず、それを試験に供する目的で調製したものを「試料」と呼ぶことになっている。しかし、地盤調査では、地盤から取り出した試料(サンプル)という意味から、採取した土を従来どおり「試料」と呼ぶ。

(4) われわれの業務のなかで非常に良く使われているサンプラーである「デニソンサンプラー」「コアパックチューブ」などの用語が「ロータリー式二重管サンプラー」「ロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラー」等と名称が変更、統一された。

◎規格、学会基準の改正、新規制定

計量法の改正に伴い、JISは1995年4月1日からSI単位を採用することになり、地盤調査関係の6規格の見直しを行い1995年4月3日に改正された。改正された規格の単位はSI単位に変わり、参考値として従来単位を{ }内に併記する方式が採用された。

学会基準では、従来の6基準が改正、2基準が廃止、新たに26基準が制定され、これらの基準は1995年5月31日から施行された。特にサンプリングや地下水測定等の分野において多くの基準が新たに制定されたため、今後仕様書に基準や規格で方法が規定される場合も出てくると思われる。したがって、サンプリングや透水試験の実施にあたっては、基準を熟読し、これに適するような装置や方法を採用することが望ましい。

◎データシートの改訂

規格・基準の改正・制定に伴って、従来のデー

イラクにおけるボーリング調査

(株)シマダ技術コンサルタント

藤 原 元

今現在のイラクではなく、10年以上も前のイラク、すなわちイラン・イラク戦争の真っ只中のイラク国内で地質調査（ボーリング調査）に従事したときの体験談の一つを披露させていただきます。

イラク横断鉄道建設予定区間のうち、チグリス河橋梁の橋脚、橋台基礎地盤の調査に関し、

①日本では経験できない地層に出合ったこと

②急流チグリス河での水上ボーリング

について、書いてみます。場所はバグダッドの北方約200kmのところ です。

まず、日本では経験できない地層とは、瀝青 (bitumen) 層ですが、それは真っ黒く、つきたての餅のようなアスファルト状のもので、左岸橋台予定地でのことです。

瀝青層は何層もありましたが、特に地表面下20m付近のものは2mほどの厚さがあり、ボーリング掘進は困難を極めました。たった2mの厚さの瀝青層を掘進するのに大変な時間がかかりました。というより、日数がかかりました。掘進していくと、瀝青層のボーリング孔壁は次第に崩れだし、コアチューブの肩にのしかかり、コアチューブの地上への引き上げができなくなる恐れがあった。そのため、瀝青層中でのコアチューブの上げ下げを頻繁に繰り返したり、あるいは、できるだけ長いコアチューブを用いるなどの工夫をした。さらに、瀝青層より下の地層の掘進も瀝青層の孔壁が大きく崩れないうちに数cm掘削してはコアチューブを引きあげ、素早く再び孔底におろし掘進するという作業を繰り返しました。地上へ上げられたコアチューブの中には瀝青が詰ってこれを取り除く作業がまた大変でした。コアチューブの洗浄はガソリンでふき取りました。いずれにしても、

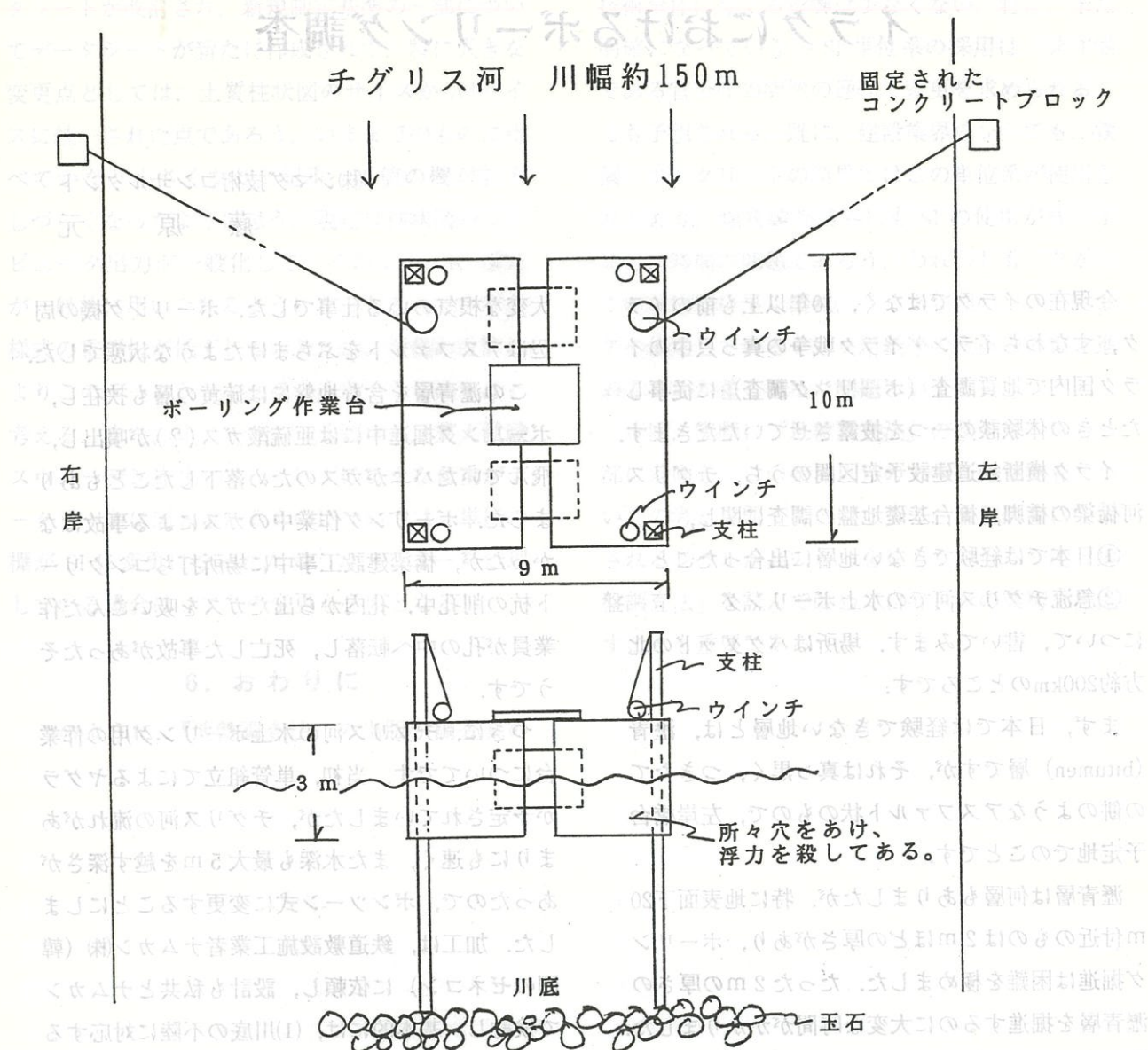
大変な根気のいる仕事でした。ボーリング機の周辺はアスファルトをぶちまけたような状態でした。

この瀝青層を含む地盤には硫黄の層も挟在し、ボーリング掘進中には亜硫酸ガス(?)が噴出し、飛んでいたハエがガスのため落下したこともあり ました。ボーリング作業中のガスによる事故はなかったが、橋梁建設工事中に場所打ちコンクリート杭の削孔中、孔内から出たガスを吸いこんだ作業員が孔の中へ転落し、死亡した事故があったそうです。

つぎに、チグリス河の水上ボーリング用の作業台についてです。当初、単管組立てによるヤグラが予定されていましたが、チグリス河の流れがあまりにも速く、また水深も最大5mを越す深さがあったので、ポンツーン式に変更することにしました。加工は、鉄道敷設施工業者ナムカン(株) (韓国のゼネコン) に依頼し、設計も私共とナムカンで検討し、基本的には、(1)川底の不陸に対応するためにセップ型式とする。(2)流れに対抗するために、兩岸からワイヤで引っ張っておく、と同時に、(3)そのワイヤをウインチ (台船上の) で操作して台船を移動させることなどを満足するものとなりました。その結果、図のようなセップが完成し、水上ボーリングに威力を発揮しました。

余談ですが、その当時におけるイラクでの交通事情の一端を書いてみます。

イラク国内での移動はもっぱら自動車によった。国内空路は戦争のため閉鎖されており、鉄道も軍関係に使用されていて、一般人は利用できない状態でした。真夏の暑い時期に冷房がよく利かないか、あるいは冷房のない自動車に乗り込んだときは最悪でした。なにしろ、外気があまりにも暑い



ため自動車の窓を開けると車内の熱風が吹き込むので、窓を締めて走る方が涼しい(?)くらいでした。バグダッドから郊外へ出ると立派に舗装された国道が南北に走っており(片側3車線で日本の高速道路なみ)、信号もなく、イラクの人達(イラク人だけではないが)は、この道路を時速150km前後ないしそれ以上で走るのが当り前のあ

りさまです。ですから、タクシーなどを利用する
ときは、目的地へ無事着くことを祈るのみでした。
在イラク日本大使館の職員が猛スピード（時速
200kmを越していたとの噂でした）で自ら運転す
る自動車で事故をおこし死亡するという事件があ
りました。

地震と地すべり災害

国際航業(株)名古屋支店

名古屋技術部地質グループ 梅 本 和 裕

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、多くの構造物や地盤で甚大な被害が生じた。斜面災害も34名の犠牲者を出した仁川地区の初めとして多数発生しているが、斜面災害のタイプとしては崩壊タイプ、盛土地盤のすべりといったものが多いという報告もある。

今回調査した地域は神戸市北西方の丘陵地で、第三系神戸層群が分布しており、もともと地すべり多発地域の1つであった。この地域で地震により発生した「地すべり現象」について紹介すると共に、過去の地震により発生したマス・ムーブメントについても整理し、地すべりに対する地震の影響について若干の検討を行う。

2. 歴史地震によるマス・ムーブメント

地震により発生したマス・ムーブメントのうち、崩壊タイプのものは事例も比較的多く、千葉県東方沖地震(1987)、伊豆大島近海地震(1978)、大分県中部地震(1975)、えびの地震(1968)等、崩壊が多発した地震も少なくない。しかし地すべり型の形態や挙動を示したものとすると、その例は限定されるように思われる。歴史地震における主な地すべり型のマス・ムーブメントと思われるものを表-1に示した(参考文献に示した図書・文献から引用し、整理したものである)。

表-1に示した地すべり型マス・ムーブメントは、大きく次の2つに区分できる；

- ①初生地すべり型(大規模崩壊)
- ②盛土すべり型

このうち、②の盛土のすべりについては、小規

模なものも含めれば事例は多く、安定解析における地震力のとり扱いについても、水平震度を用いて一般的に行われている。しかし、①の初生地すべりタイプでは発生事例も少なく、未解明な部分が非常に多い。表-1からは、一応次のような傾向を読みとることができる；

- ・地震による地すべりでも粘土質な弱層をすべり面とする例がいくつかあり、そういった地質的素因のある所で発生している。
- ・第四紀火山噴出物の分布域での発生例も目立つ。これは、上記のすべり面となり得る層が、陸成であるため流れ盤状になりやすい点、また火山は開析が進んで地形的に不安定になりやすい点が関与しているものと考えられる。
- ・明らかに再潤動型、すなわち古い地すべり地が地震動により潤動したと認識できるものが認められないことが、通常の降雨による地すべりと異なる。善光寺地震では古い地すべり地形の末端部で発生しているが、これも再潤動的とは異なるように考えられる。
- ・直下型地震の方が陸域で大震度になりやすく、土砂災害が発生しやすい。

3. 兵庫県南部地震による北神戸地区の地すべり現象

3.1 調査地の概要

調査範囲は、図-1に示した地区で、神戸市北区、三木市、吉川町にまたがる地域である。

この地域に分布する地質は第三紀の神戸層群で、砂岩・礫岩・凝灰岩・泥岩よりなる。このうち凝灰岩・泥岩はスレーキング特性が強く、またモンモリロナイト含有量も10~40%と高くなっている。

表－１ 歴史地震における主な地すべり型マス・ムーブメント

年 月 日	地 震 名	震 度	斜面災害名 (地区名)	マス・ムーブメントの タ イ プ	震 源
1995. 1. 17	兵庫県南部地震	Ⅶ	(仁 川)	造成地縁部の崖地で発生。	直下
1993. 7. 12	北海道南西沖地震	Ⅴ	(洋々荘裏)	幅200mの初生岩盤すべり。 新第三紀の火山砕屑岩。 下端に粘土層。	海溝
1993. 1. 15	釧路沖地震	Ⅵ	(釧路平野一帯)	台地崖部，造成地，道路盛土 で崖崩れ，地すべり多数発生。	直下
1984. 9. 14	長野県西部地震	Ⅳ	御 嶽 崩 れ	尾根型斜面が幅500m，深さ160m に渡って崩壊。粘土化した軽 石層がすべり面となった。	直下
			(松 越)	火山噴出物の初生すべり。埋 積谷状で水が集中しやすく風 化軽石層がすべり面となった。	
1983. 5. 26	日本海中部地震	Ⅴ	(能 代 市)	砂丘地で地すべり。	海溝
1978. 6. 12	宮城県沖地震	Ⅴ	(仙 台 市 ， 白 石 市)	宅地造成地の盛土部で地すべ り性の土砂災害多く発生。	海溝
1978. 1. 14	伊豆大島近海地震	Ⅴ	(見 高 入 谷)	30°前後の火山噴出物の緩斜 面。ローンをすべり面として スコリア層約3mが滑落。	直下
1965. 8. 3	松代群発地震	－	(松代付近)	牧内地区で地すべり発生。	直下
1948. 6. 28	福 井 地 震	－	(浜 坂)	高さ60m傾斜30°の砂丘で移動 速度の速い地すべりが発生。 段丘崖状の地形部分。	直下
1923. 9. 1	関 東 大 地 震	Ⅵ	(根 府 川)	箱根火山の外輪山で地すべり 性崩壊，土石流となって流下。	海溝
1847. 3. 24	善 光 寺 地 震	Ⅶ	(虚空蔵山)	古い大規模地すべり地形の末 端部で，3方向に地すべり性 崩壊。地質は鮮新世の砂岩・ 礫岩。	直下

こういった地質特性から，同地域では地すべり地が非常に多く，いわゆる「第三紀層地すべり」の多く発達する地域といえる。

3.2 地震により発生した「地すべり現象」

この地区におきても兵庫県南部地震により多くの変状が発生している。これらの変状は，この地区が地すべり多発地帯ということもあり，地すべりブロック内及び周辺で発生したものも相当量あるが，地すべり滑動に伴う変状かどうかは個別に検討する必要がある。

確認された変状を次のA～Gの7タイプに区分

した。また，各タイプの箇所数を図－2に示した；

- A：円弧すべり（頭部から末端部まで一連のマスとして滑動したブロック）
- B：連続性の良い頭部クラック（末端部の地すべり現象は発生していない）
- C：急斜面背後のクラック
- D：道路等の盛土部のクラック
- E：ブロック積，石積，擁壁のクラック
- F：家屋の変状（傾き，床のクラック）
- G：表層崩壊，落石



図－1 調査位置

これらのうち、Aタイプのものは頭部にクラック～滑落崖、末端部に押出し～隆起といった「円弧すべり状」の形態を示すもので、いずれも幅は15～60m程度と小さい。これらは圃場で発生したものであるが、圃場整備前の地形図等を検討すると、盛土で造成された部分と判断される。したがって、円弧すべりの形態ではあるが「盛土すべり」である可能性が高い。

Bタイプは、地すべりブロック頭部に連続するクラックが円弧状等に認められ、今後地すべり滑動につながる可能性があるものであるが、現在のところ末端部の地すべり現象は認められず、頭部

クラックから連続するすべり面は形成されていないと考えられるものである。クラックの位置としては、古い地すべり地形の頭部のものと、そうでないもの（初生的）がある。

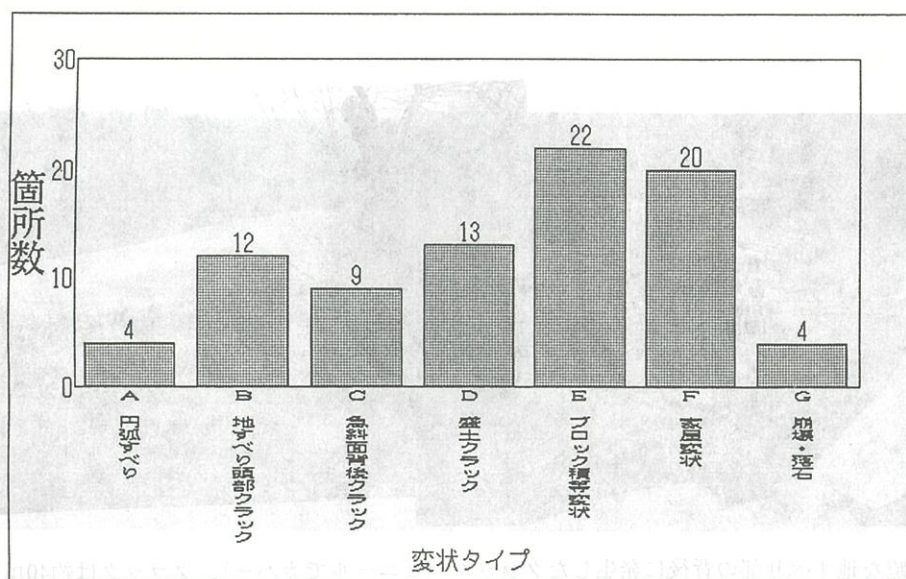
Cタイプは、Bタイプと同様の頭部クラックであるが、崖面～急斜面の背後に位置しているものである。地震動によるテンションクラックで、これも下部～末端部での変状は認められない。頭部だけの変状である。オープンクラックであるので今後降雨の浸透により滑落する危険もあるが、その場合はBタイプと異なり崩壊タイプになると考えられる。

DタイプはB・Cタイプと同様、頭部クラックであるが、明らかに道路等の盛土の変状と判断できるものである。幅はいずれも数10m程度である。

E・Fタイプは構造物の変状で、Eタイプはブロック積工等の土留構造物、Fタイプは家屋等の変状であり、件数はいずれも多い。Gタイプは落石・表層崩壊タイプの斜面災害である。

これらの変状の発生状況について整理すると、次のようになる；

- ①いわゆる再滑動型地すべりに対して、地震動がすべり力として働き滑動にに至ったと断定できるケースはない。Bタイプはその可能性



図－2



写真-1 圃場で発生した円弧すべり頭部 (Aタイプ).



写真-2 同左末端部の隆起.



写真-3 同じく圃場で発生した円弧すべり (Aタイプ).



写真-4 同左末端部の圧縮変状.



写真-5 明瞭な地すべり部の背後に発生したクラック (ビニールでカバー). クラックは約40m連続する (Bタイプ).



写真一六 地すべり地形頭部に発生したクラック（変位板の位置）。約60m連続する（Bタイプ）。



写真一七 Bタイプの頭部クラック（ブルーシート）。約50m円弧状に連続する。初生すべりタイプである。



写真一八 ブロック積工のはらみ出し。



写真一九 PC 枠工のはらみ出し。これは道路の切土法面である。

はあるが、地震後の時点では末端まで連続するすべり面は形成されていない。

- ②地震時の盛土地盤の弱さは、今回の地震においても顕著なものがあつた。円弧すべり状に滑動したブロックは圍場盛土部と考えられ、また道路盛土のクラックも多数認められた。
- ③クラックの発生位置としては、地形的に側方が解放された、急斜面背後部のような場所が多かつた。
- ④土留構造物ではブロック積工ではらみ出し、崩壊、クラックといった変状が多く見られ、振動に対する弱さがあるようである。一方井桁擁壁、フトンカゴのような屈撓性のある構造物は変位が吸収され、目立った被害はない。

4. 地すべり解析における地震力の取扱い

円弧すべりの安定解析のうち、盛土ならびにフィルダムについては地震力を水平震度により考慮することが一般的であり、「建設省河川砂防技術基準(案)」、「土地改良事業設計基準 設計ダム」、「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」といった指針類にも示されている。しかし、自然斜面の地すべりに対しては通常地震力は考慮せず、指針類にもそのあたりは記載されていないことが多い。

指針類でその点を解説しているものには「土地改良事業計画設計基準 農地地すべり防止対策」がある。同基準では「地すべりブロックの安定計算を行う場合には原則として地震力は考慮しない」とあり、その理由として「地すべりブロックは通常粘性土斜面とみなすことができ、地震等の短期的な振動の影響は砂に比べて著しく小さい」ことをあげている。ただし、「ダム周辺の地山等の被災により、社会的に大きな影響がある場合には、フィルダムの計算方法に準じて地震力を考慮する」とあり、運用には幅をもたせてある。

また、別の考え方として、「地震により直接滑動に至った地すべりはなく、従来の解析方法で地震力の影響はカバーされている。すなわち、常時

が最も危険側となっている」というものがある。

これは、これまでの経験に基づく考え方で、その背景としては動的すべり面強度が静的強度より強いと考えられることなどがあるだろうが、事例が少ないこともあり、土質力学等の裏付けは研究段階と思われる。

5. ま と め

今回調査を行った神戸市北方で認められた地すべり現象は、概ねこれまでの地震時の斜面災害と類似した傾向であり、盛土地盤や急斜面背後のクラックといったものが多く、古い地すべり跡地が地震力により明瞭に再滑動したものはなかった。

歴史地震における地すべり型のマス・ムーブメントを見ても、再滑動型の地すべりはなく初生地すべり型であり、文献等では大規模崩壊と称することが多い。こういった初生地すべりの危険箇所を、広域の中から予め把握することは現状では精度的に困難であるが、ひとたび発生すれば規模が大きく移動速度が比較的速いため、大災害になり易い。現在の技術レベルにおいても、地震による初生すべりの危険箇所抽出方法、あるいは地すべり解析における地震力の取扱いについてより一層の議論が必要と思われる。

参考文献

- 高橋博所 (1986) 斜面災害の予知と防災
- 建設省河川局砂防部監修 (1995) 地震と土砂災害
- 井口隆 (1994) 地震および火山活動による大規模斜面崩壊、地質と調査 第4号
- 釜井俊考他 (1995) 兵庫県南部地震による都市地域の斜面変動、日本応用地質学会、「阪神大震災」中間報告会 予稿集
- 陶野郁雄他 (1978) 宮城県沖地震を行く、基礎工 vol. 6, No. 11
- 谷口栄一他 (1985) 長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊、土と基礎 vol. 33, No. 11
- 農林水産省構造改善局 (1989) 土地改良事業計画設計基準、計画 農地地すべり防止対策
- 国際工業(株)社内資料「斜りヤロ」8-1頁

温泉湧出地帯における低温裂か水

東邦地水株式会社名古屋支社
地質調査二課 安 藤 登

1. はじめに

中部縦貫自動車安房トンネル取付道路計画区域内に現存する水井戸が新設道路に埋没するため代替水井戸の掘さくを行うことになった。

掘さく地点は、全国的に知られている奥飛騨温泉郷の一つ平湯温泉群にあたる。近傍には“おばこ原の湯”が自然湧出し、さく井により湧出している“富貴の湯”，“天長の湯”，“野原の湯”が分布する。地表面から高温な地域において、代替対象の水源井“舟津屋の水井戸”が既存していたのは特異な現象で（図－1 参照），低温の裂か水が脈状に存在しているものと推定された。

この既設水源井の代替水井戸を既設井から約30m程離れた地点において掘さくすることになった。幸いにしてその水脈を掘り当てることができたので、その工事例を紹介する。

2. 地質と地温、そして代替井戸掘さく候補地点

掘さく地点一帯は古生代二畳紀平湯層群を基盤とし、その上位を焼岳火山岩類、そして新規扇状地堆積物が覆う（図－2 参照）。

地温は、60m程しか離れていない既設調査地点H3 では地表付近より50℃を越える。H5 地点をはじめ他の地質資料からすると、掘削地点は地表付近で20℃、深度15mで40℃、深度80mで60℃に達するものと推測できる（図－3 参照）。その一方で既設水源井内温度は深度44mまで12℃～16℃である（図－4 参照）。

既設水源井の裂か水の水脈は極所に分布することが推測できたが、それを既設井から離れた地点で掘り当てるのは可成りの難題と考えられた。こ

のため事前に流電電位法探査により掘削有望範囲は選定されていた（図－5）。

3. 調査ボーリング～さく井工事

代替井戸掘さく地点は、図－5 に示す範囲が提案されていたが、この範囲においてさく井工事着工前に小口径調査ボーリングを実施し、その地点が代替井戸設置場所として適当かどうか判断することにした。

調査ボーリングは下記内容で実施した。

※削孔

ノンコアボーリング。試料は深度2 m毎に採取。
削孔径φ66mm。上部は孔壁保護のためφ86mmにて削孔し80A ケーシングパイプを挿入。

※泥水管理等日々管理の測定項目

作業開始時

孔内水位、孔底温度、泥水温度、気温
削孔中～深度0.5m毎および随時

泥水温度、泥水送水量、泥水排水量、気温

泥水補給時の泥水温度とその量

削孔中～深度2.0m毎

孔底温度（測定時間0，30，60分経過時）泥水温度、気温

作業の経過は次の通り、調査ボーリングの詳細は図－6 に示す。

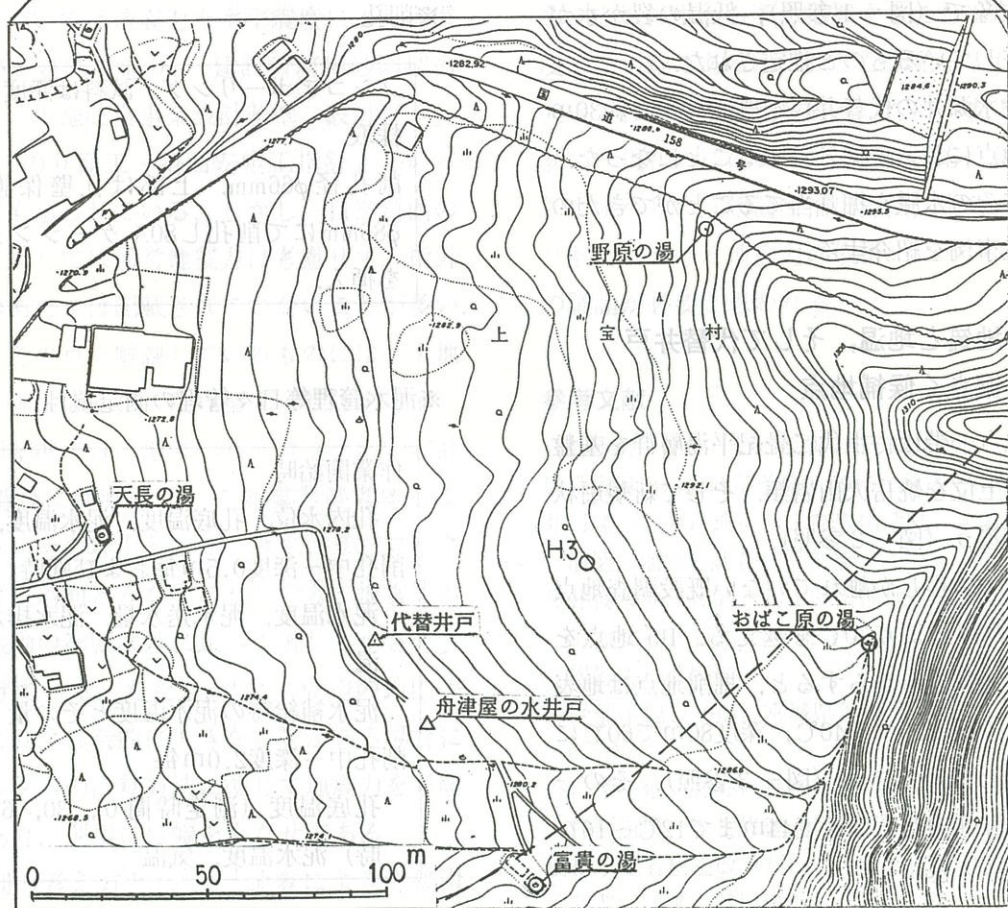
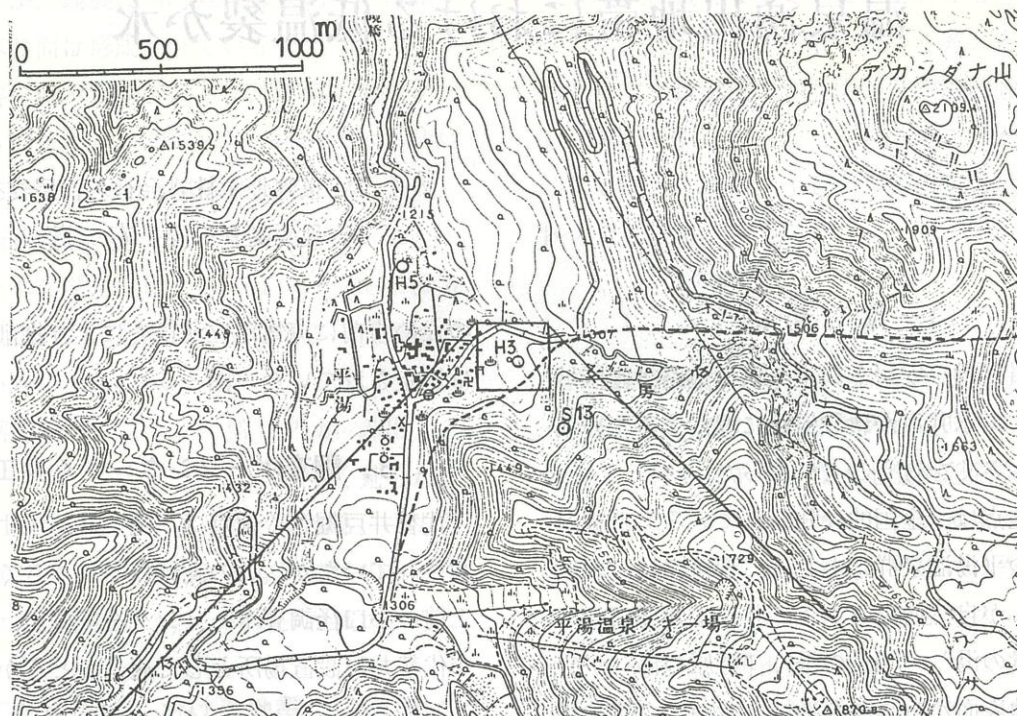
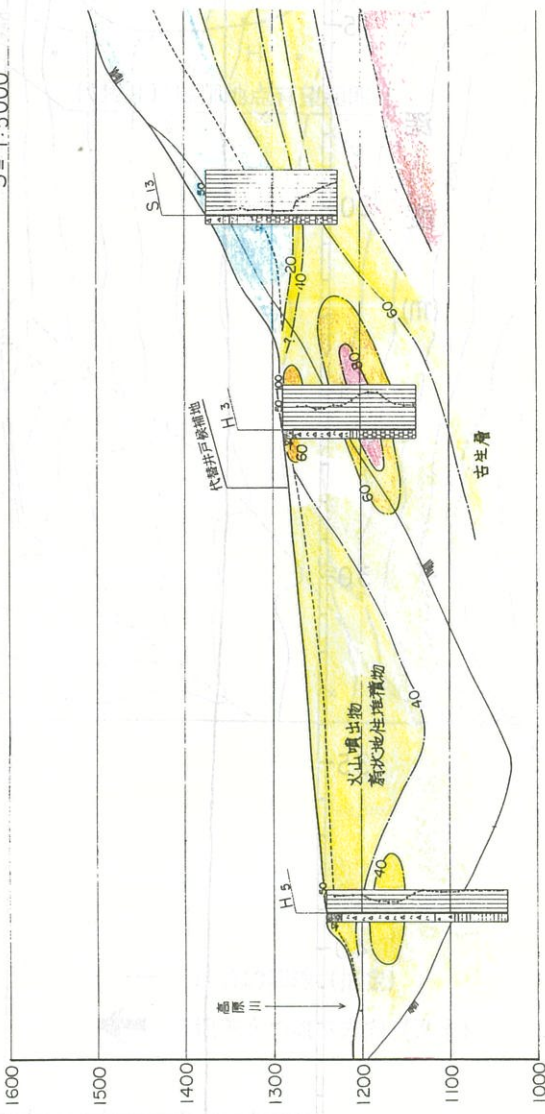


図-1 案内図

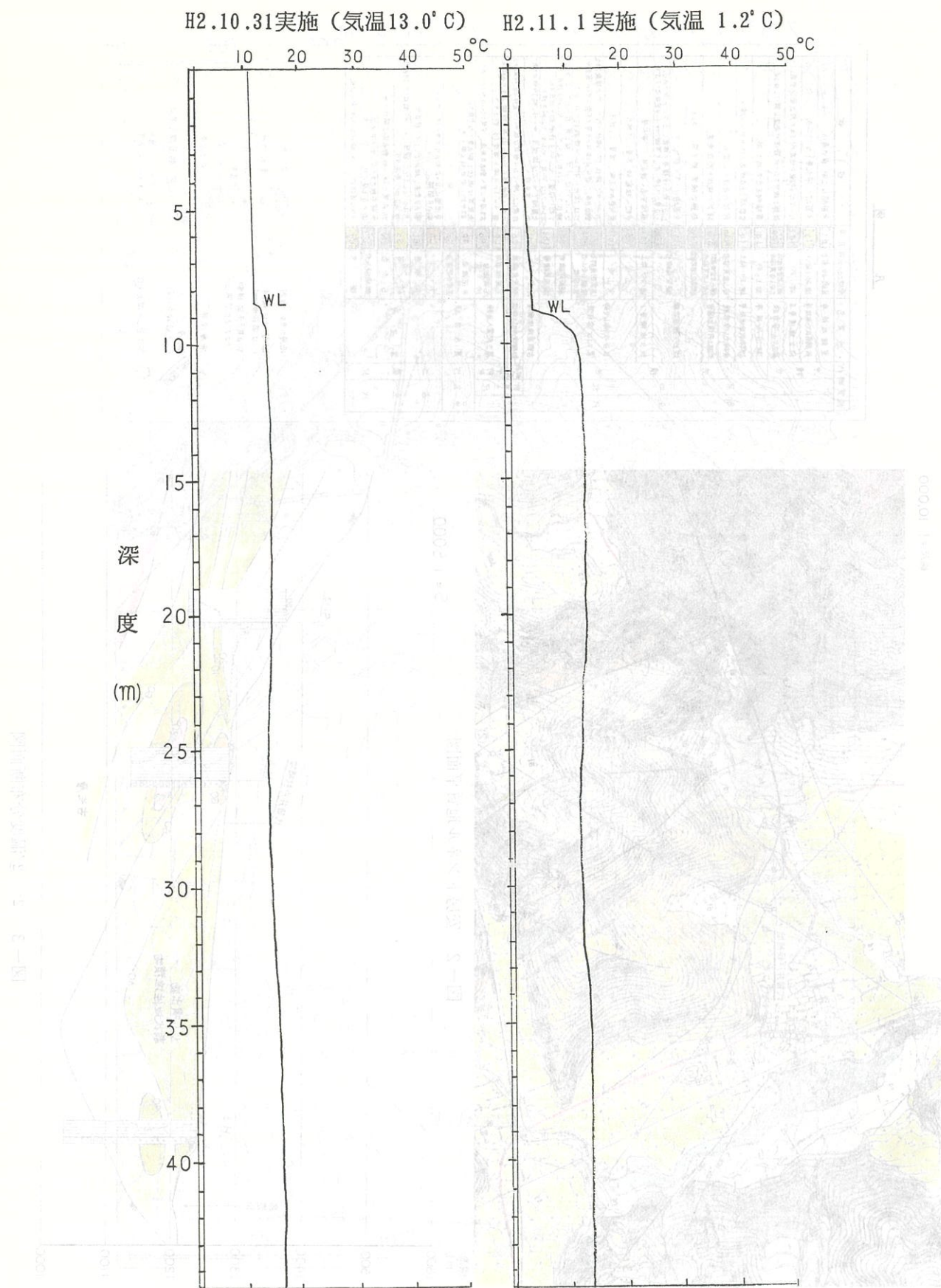
$S = 1:5000$ 

图—3 ②—②'温度分布断面图

例

[illegible]

地質の支那、銅料
 断層の支那、煤料
 (1) 是錦州 (cm)
 新日本、支那、煤料
 (1) 是錦州、支那、煤料 (cm)
 地質、支那
 断層、支那
 (1) 是錦州 (cm)
 新日本、支那、煤料
 (1) 是錦州、支那、煤料 (cm)



図一四 既設井内温度検層図

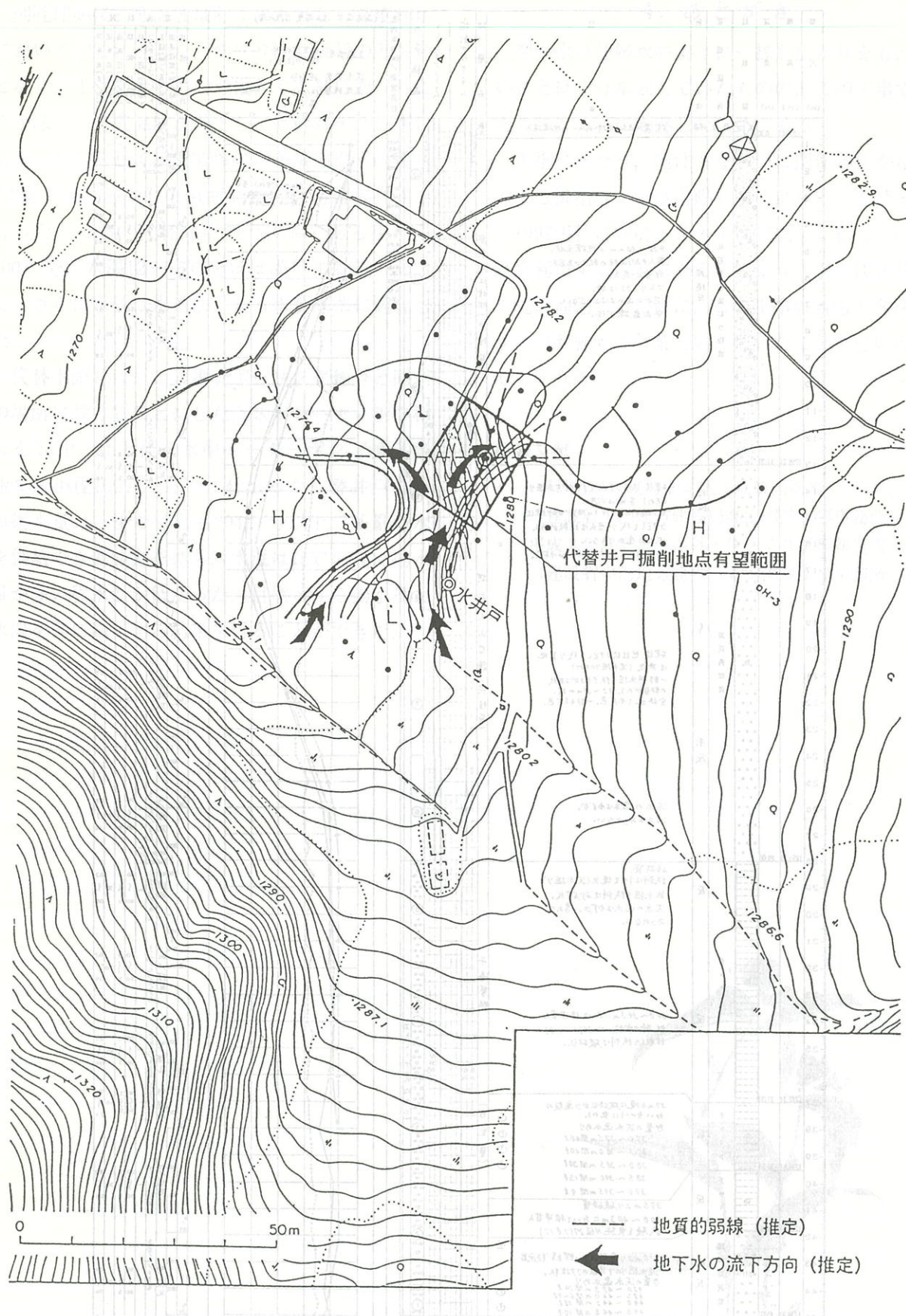


図-5 流電位法探査
代替井戸掘削地点有望範囲



削孔開始後孔底温度は除々に上昇し、深度16mにおいて48℃に達した。やはり既存資料のとおりとなり、半ばあきらめつつ掘さくを続けた。ところが除々に孔底温度が低下し、破碎質チャートに当たった。そして深度37mにて多量の泥水の逸水、“水脈に当たった”と直感した。簡易揚水試験を行ったところ、代替井戸の目標値である揚水量100ℓ/分、水温12～16℃をほぼ満足する値となった。さらに水質は水道法による水質基準に適合した。

代替水源井は、この調査ボーリング地点と同一の場所に設けることにした。ストレーナー管の材質をSGP、仕上径を水中モーターポンプ挿入可能な最小径100Aとした。仕上った代替井戸の限界揚水量は、少なくとも204ℓ/分以上で多量の水を供給できる能力を持ち、水温は15℃前後で揚水量が多い程水温が低かった。目標とする揚水量と水温を共に満足する結果を得ることができた。

4. あとがき

裂か水は地層水のように一様な広がりをもたないことは十分承知していたものの、この工事では、そのことを特に痛感した次第である。

工事にあたり、発注者ならびに関係各位から多大なる御指導、御協力賜り厚く御礼申し上げます。

1997年秋に安房トンネルは完成し、私もこの道路を利用することになるでしょう。この代替井戸を眺め通過するたびに、この工事の苦勞と発注者からのお誉めの言葉をいただいたことを思い出しましょう。

参考文献

- ・一般国道158安房トンネル地質図面集
(建設省中部地方建設局高山国道工事事務所)
- ・平成2年度富貴の湯外1件さく井工事報告書
(建設省中部地方建設局高山国道工事事務所)



ため池調査・こぼれ話

青葉工業株式会社 名古屋支店

工務部 武藤 英教

「我が社には「ため池調査十訓」なるものがある。昔今でこそ少なくなったが、私が現場を担当した1980年代は「県営・団体営老朽ため池整備事業」の全盛期で、当時特殊土木部門（グラウト工事）である老朽ため池の堤体注入工法による補強と漏水対策工事を数多く施工していたことにより、おのずと営業面で「ため池調査」には他社以上に受注努力をしてきた経緯がある。

ため池調査の流れとしては「市町村発注の予備調査・全体設計・県発注の詳細調査・詳細設計」という大規模工事では上記のような手順がある。ここで調査に関連してよく問題となるのは、予備調査の段階で概略の全体予算が決定してしまうため、大きな変更要素が生じた場合（特に基礎処理や池底のヘドロの処理）後の予算措置に四苦八苦するという事態が生ずることである。よって数少ないボーリング調査の柱状図（通常、底樋管周辺に堤頂から1本）だけにとらわれず、できる限りの情報を入手して総合的判断をする様に我社として「ため池調査十訓」なるものが考え出されたものと思われる。

現在の様にワープロ・パソコンが普及した時代で、調査屋は正確な柱状図をスピーディーに作成することをまず一番に要求される昨今では、いささか設計分野に入り込んだ過剰調査の感があると思われるが、当時としては官側に対して積極的助言を行い総合的判断ができる技術者を育成しようという我社の方針がそこにあり、今でも設計者側と同等な視点で調査を行うためには必要な事項と思われるので、この文面を借りて紹介してみたい。

I) 地元古老・ため池管理人に池の歴史や現況等を聴取してみる

着手前の挨拶に手土産を持って訪ね、それとなくため池築造の歴史と現況をたずねるのも、これから行う調査に対し興味と意欲を持つ意味では重要なことと考える。何処の地区でもため池の維持管理には十分気を使っており、調査段階では好意的に教えてもらえる。（工事段階となると話は別で減反政策の中、農業の後継者が少ないおり、地元負担金の問題で仲々に同意が得られないケースがある）

聞き取りにより、池の築造期が戦中戦後の食糧増産期か江戸期・明治以後かで底樋管の種類や築堤方法の大まかな予測ができる。（一般的に底樋管の古いものは木樋か石樋・次いで陶管・コンクリート管・ヒューム管である）他に改修工事の有無・堤体のタイプ・刃金用土の土取場の位置等の情報が得られ、このことは、堤体の断面図を描く時に非常に参考となる。

また、大規模なため池では、改修時の図面が残っていることが有り、外観調査を行う場合の参考になるし、（古い図面は尺寸であることが多いので読み取りはかなり手間どる）池の辺りには水神様や、竣工記念碑が建てられていることが多く、それに刻まれた碑文を拾い読みすることで池の歴史を如実に知ることができる。

II) 堤体の外観調査を行うこと

ため池管理者側には「ため池台帳」なるものがあるが、それを確認・補足する意味で実施しておきたい。このことにより別途に測量調査が設計コンサルタントに発注されている場合でも、地質断

面図の作成が現地で素早くに行え、調査報告書の作成がスムーズとなる。ここで言う堤体の外観調査とは、

- ①堤体の上下流法面勾配
- ②堤頂の平均幅・堤高
- ③堤体の変形（陥没・波浪浸食）
- ④湛水時の漏水の有無（場所と状態）
- ⑤草木の種類と状態・特に下流側法尻の植生を言う。

ため池調査の実施時期は春から梅雨明けの真夏日になるケースが多く、池管理のずさんな地区では、雑草等繁殖して裏法面等歩ける状況でないことが多い。このため鎌・鉋等による刈分けを行い、法尻等の漏水の発見があれば計測措置を採る様に。また、法尻の植生が湿地帯の植物であるか否かは、漏水状況の手引きとなるものである。

Ⅲ）構造物の現況調査を行うこと

前項の外観調査に付随するが、ここで言う構造物とは、

- ①取水施設（斜樋管・底樋管）の位置・材質・形状
 - ②余水吐・放水路工の位置・タイプ・形状
 - ③上流側法面保護工
 - ④下流側法止め工・排水路工
- 等を言う。

取水施設の内斜樋管は、当初木樋管であったものも戦中戦後に改修されて、古いものでも陶管に、次いでコンクリート管・ヒューム管に伏設替えされてコンクリートの全断面巻となっているものが多い。取水口は、巻立コンクリートの厚さを利用してテーパ状に開口して、古いのは木栓としているが、改修時に取替えた地区では溜池栓（岡部栓として昭和8年以来砲金製チェーン付きの開閉栓）が最も多い。

ここで注意しておきたいのは、斜樋管の取付方向である。高堰堤で満水時に調査を行うと、斜樋管の取付方向が確認できず、池内でのボーリング調査時に誤って斜樋及び底樋管を掘り抜いてしま

うことがある。（私が関係した現場で2件あり、1件はケーシングパイプを立てたまま改修時まで放置・他件は管内に土砂が侵入し、目詰りにより取水不能となり、サイホン装置による代替補償を行った苦い経験がある）また、土砂吐ボックスの位置は通常池内の最深部にあり、その周辺は堆砂や沖積層の層厚が厚く、縦断図を推定するためには重要な要因となる。

底樋管に付いては、開削工法により撤去再造築することが決定済の場合には、現埋設付近でのボーリング調査が最も多く実施されるが、この時も底樋管伏設線の位置を確認して慎重に調査しなければトラブルを起こしかねない。

また、吐出口が水没している場合は木樋の腐食防止の措置であって、木樋管と判断して間違いない。石積や、ヒューム管等で被覆されている場合は、過去に法崩れを起こして継足されている可能性が高く底樋管周辺からの漏水も考えられるので、手鏡・ライト等でその奥を目視してみるべきである。（昭和38年以降、底樋管の口径はφ600mm以上の敷設を指導されており、管内に入ることもできるが、現在ではそれ以下であってもテレビカメラ調査が可能である）

余水吐部については、その構造物の形状と、クレスト高を確認しておくことが必要である。調査時の貯水位がFWLより幾ら下りの状態であるかを断面図に図示でき、各調査孔の孔内地下水位（堤体内浸潤水位）・漏水量・貯水位との相関を見るための基準高となるものである。

Ⅳ）漏水量の計測を行うこと

漏水量の計測は、老ための調査が比較的湛水時の夏季に行なわれるケースが多いことから、漏水量も多く発見し易い。漏水量計測は水量の多量な場合通常三角堰を設置する。少量あるいは分散しているときは漏水をパイプに集めてメスシリンダ等に受けて計測する。ため池の貯水位が低く空池の場合でも、法尻・特に地山取付部、排水路の湿润状態を注意深く観察しておき、地山からの湧水

の可能性を指摘しておくことは必要である。

通常漏水は構造物の近くか地山の取付部が最も多いが、古い池ほど意外と底樋管周辺からの漏水は少なく、両袖部・堤体法尻からの部分漏水（パイピング）及び全体漏水の順で多く見られる。また、戦後の改修ため池では、嵩上げによる過剰貯水の影響もあってか、底樋管周辺や、余水吐下流放水路等からの漏水が目立つ様である。

ボーリング孔で全透水箇所があれば、色素を投入しその反応を見るのも漏水経路を確認する上で重要である。

V) 地形地質踏査を行うこと

このことは、ため池調査に限らず、全てのボーリング調査で実施しなければならない重要事項である。特に概略調査段階で、堤頂中央部1カ所のボーリングデータから、縦断方向の地山分布状況を推定するためには、先ず裏法尻の地山取付高を把握した上で、両サイドの地質状況をよく踏査することである。

通常老ためでは、築堤時の施工技術より、両袖部の風化帯や崖錐が厚い場合、それを残して築堤されている場合が多いので、スコップ等で表土を削り、岩質及び土質をよく観察しておくことは、詳細調査を行う段階での岩盤調査の重要性を指摘助言しておくことができる。

また、両アバットの地質だけでなく池の上流域まで足を延ばしてみたい。そこで築堤時の土取場用跡地を見ることがある。それと集水域からの流入量を観察及び計測しておけば、漏水量と関連させた水収支にまで言及することができる。一般的にため池周辺は、大規模地区ほどよく整備され、周回道路には切土面が観察される。また、断層谷に築堤されているケースもあるので、事前に地質図や地形図（5千分の1前後の航測図）を入手して1日掛りで踏査する位の考え方をもちたい。

以上の五訓は、ボーリング調査の前か併行して行うべき外観・露頭・聞き取り調査で本来行われ

ボーリング調査の本数が少い時は、それを補完する意味で、特にまず実施すべき重要事項であると指導されてきたものである。

この五訓以降はボーリング・原位置試験の進め方に言及したものである。

以下簡単に紹介する。

VI) 改修工法に見合った調査位置でのボーリング

予備設計の段階で前刃金土改修工法の標準断面が素案されているのに、両アバットの調査位置を現堤体の天端で行われるケースが多い。問題となるのは、刃金土トレンチカット下部の支持力と透水性である。また、池底堆積土の土性も確認しておく必要がある。よって堤体延長が長く大規模なため池の場合は、上流側法先付近では3カ所は必要であり、小規模ため池の場合では中央部だけでも上流側法先で行うべきである。

尚この場合、水中足場か台船足場が必要となり仮設変更協議が必要となるが、実際掘削する位置での調査は設計精度を向上させる意味で重要であることを考慮する必要がある。

VII) ボーリングによる正確な基礎地盤線の確認

盛土部と地山層との境界線は、河床堆積層が分布せずすぐ着岩する場合は問題ないが、粘性土の河床堆積層が盛土部の下位にある場合、地山土の使用によってその境層を誤認しやすいので底樋管の位置・横断面からの地形線・採取コアの腐植物、枯草根の混入状況等を参考にしながら注意深く観察する必要がある。

VIII) 基盤の支持力と不透水性基盤の確認

特に堤体の両アバットは、風化帯が厚かったり崖錐・崩積土が堆積しているケースが多く透水層が続く場合が多いが、少なくとも堤高分までは確認しておく必要がある。また、不透水であっても重機による普通掘削が可能なD級風化帯である場合

は、ため池の規模・重要度を考慮して $C_L \sim C_M$ 級の風化岩まで確認しておきたい。

IX) 透水試験は設計するために必要な 深度・条件で行うこと

透水試験は通常1孔当り1～3回程度計画されているが、前刃金土工法の場合一番のポイントは、地山（河床堆積層）・基盤岩の透水性であり、前述したように両アバットでは風化岩での透水試験が増加する傾向にあるので、重要性の高い位置より試験を行い、（天端中央部→両アバット→中央部上流側→中央部下流側）状況によっては下流側のボーリングや堤体盛土での透水試験を減らしてでも深部の調査を行いたい。

また、透水試験は一般に静水圧の給水法で行うが、静水頭は土砂の場合、貯水深の1.2～1.5倍位は取る必要がある。（池底での調査の場合、足場高が低い場合貯水深まで水頭をとらずに試験を行い、過少な数値を求めているケースが見られる）岩盤の場合、スライムによる亀裂の目詰まりが考えられるので、貯水深の2～3倍位の圧力を加えた試験（低圧ルジオン）を実施し、透水性の評価をすることが望ましい。

孔内水位は翌朝計測するが、その時のケーシング長・掘進長・貯水深を連記しておくことが必要である。また、調査深度が浅く短期で調査が終了する場合は、午後からの作業開始前にも孔内水位を計測し、試験深度に即した正確な地下水位の把

握に努める。

X) 設計数量の処理だけに終わらず補足調査 が必要であれば積極的に具申する

- ・軟弱層が厚い場合、不攪乱試料採取による各種力学試験
- ・逆に岩盤層が硬い場合、リップビリティー判断のため各種岩石試験
- ・軟弱層が堆積してい池内では、重機用仮設盛土の工法検討をするためのコンペネ及びスウェーデン貫入試験等

近年、以上の様な細微に至るまでの調査を必要とする大規模な老ため調査は、長年の老朽ため池整備事業の実施により改修が進み受注も少くなっているが、代わって灌漑用新設ダムや改修後のため池漏水調査等の引き合いを受ける。これらの調査担当となった時は、基本的に上記十訓を念頭において実施するよう努めているが、他工区との掛け持ち調査を行っている現状では全ての項目をクリアーすることが難しいのが現実である。

しかし、私が関わってきた調査・工事の内では、この老朽ため池に関連した業務が一番多いのも事実であり、農業土木の出身である私にとっては、社訓とも言える「ため池調査十訓」を今後とも十分念頭において調査することを、自戒を含めて紹介させてもらいました。



技術研修会に参加して

住鉦コンサルタント(株)
平野 義明

私は、千葉県に転勤して、2年前にやうと名古屋に帰ることが出来ました。浦島太郎とまではいきませんが、土木地質関係の集まりに出ても顔見知りの方が少なく寂しい思いをしています。今回、研修会の行き先が観光地の京都方面である事と、参加者の皆さんと交流して顔を覚えて頂きたいと思い研修会に参加しました。研修の見学コースは初日が京都市の地下鉄施工現場で、翌日が水資源開発公団の日吉ダムの現場です。以下、感想を交えながら見学順にご報告します。

1. 京都市 地下鉄施工(宝が池工区：NATM 工法) 現場見学

高速鉄道烏丸線北側延長に当たり、見学したの

は宝が池工区(国際会館・北山間：工区延長1,288m)である。トンネル内見学に先立ち、事務所内で工事概要書(資料)等頂き、工事内容について説明を受けました。また、トンネル坑内に入るのに防塵マスクを用意して頂くなど細かな気配りを頂き感激しました。公共工事における、工事内容の宣伝と言うか、普及について努力されている姿勢を垣間みた気がしました。

さて、宝が池工区の施工上の特徴は、以下の4点が上げられています。

- A. 山岳トンネル(NATM 工法)とシールド(平地、民家の下)が結合する。
- B. 大断面となる箇所がある(約230m²)。
- C. 住宅が付近にあるため、火薬を使用せず全断面掘削機を使用。

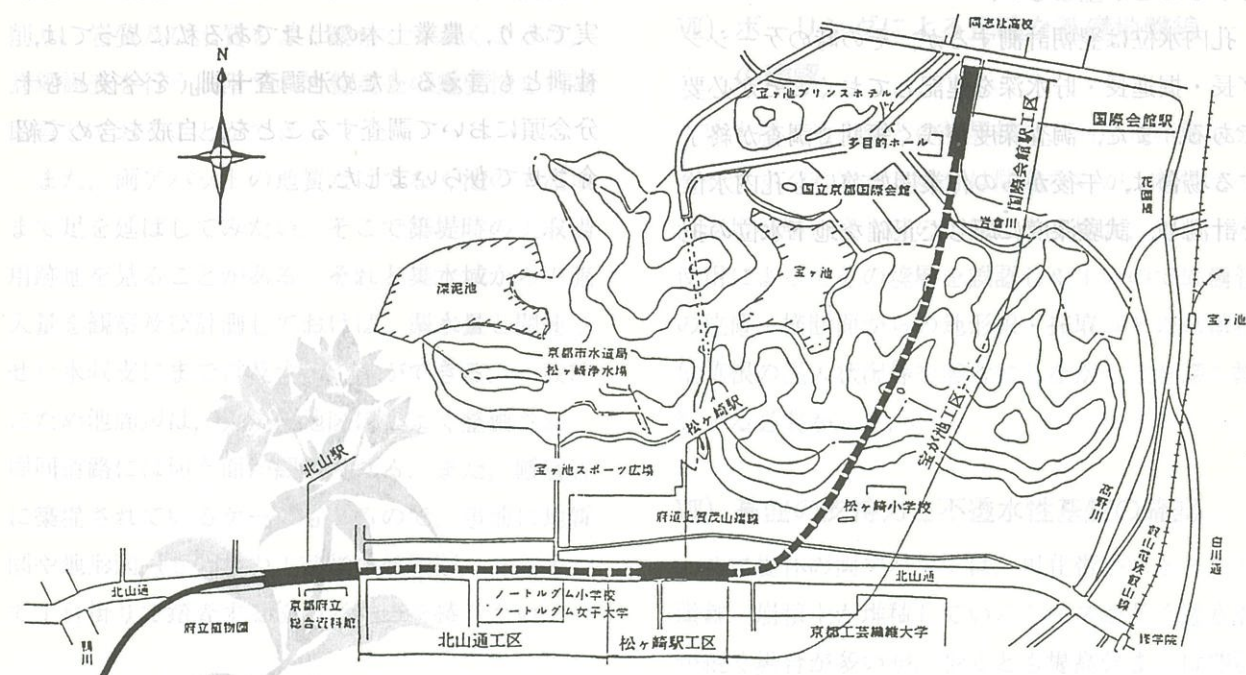


図-1 施工箇所平面図

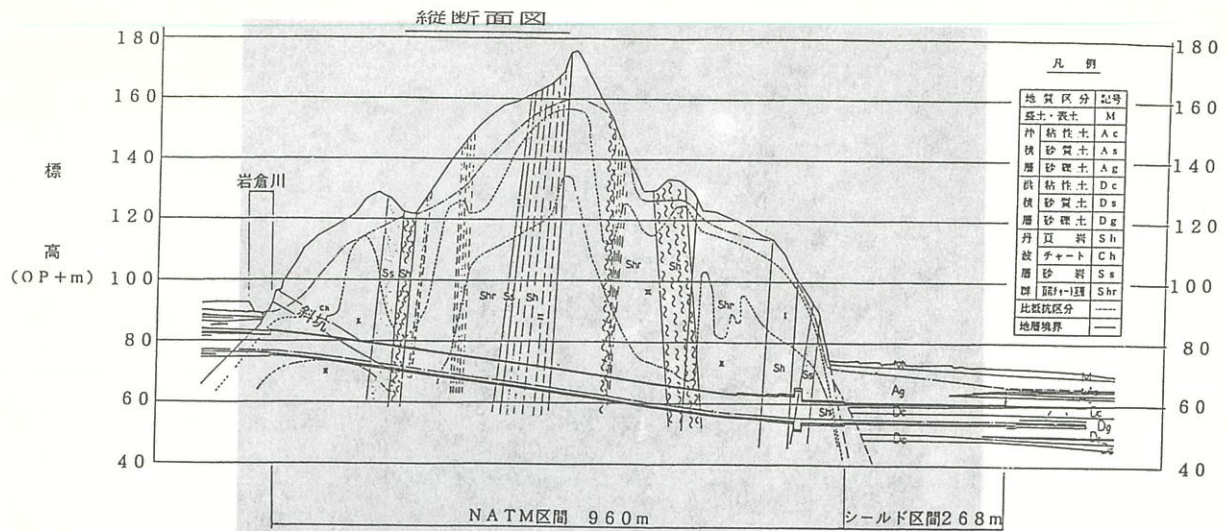


図-2 宝が池工区地質縦断面図

部機械掘削で行う。

- D. 全線防水型施工 (山に丈ヶ谷湿原があり貴重な生物が生息する。また、近くにある宝が池の水をトンネルに引き込まない)。

施工区間の地質は、当初の地質調査で図-2の縦断面図が描かれていた。山岳トンネル区間では、頁岩に砂岩層が挟まれ、国際会館側(北側)ではチャートが厚く分布している。チャートの分布箇所では、掘進速度が1日に0.5m程度で、「これでは工期に間に合わず今後となることか」と心配されたそうである。現在は1日当たり2.3mになって胸をなで下ろしていらっしゃるそうです。地質調査では全区間で3箇所、破碎帯が確認されていた。実施に掘進したとき、確認されなかった破碎帯や確認されたものでも予想より規模が小さかったそうです。地表部では節理が開口し風化して規模の大きい破碎帯でも地下深部(トンネル掘削箇所)では節理も密着して規模が小さくなるのではと想像しました。施工現場の方に地質調査結果が当たっているかどうか、もう少し本音を聞いて見たいような、聞くのが怖いような複雑な気持ちでした。

見学は、国際会館側の工事用斜坑よりトンネルに入った。トンネル内は、見学時に切り羽の作業が実施されていない事もあり、比較的静かで床面も乾いた箇所が多く衛生的な環境であった(写真

1)。NATM工法は、上半先進ショートベンチで行っている。トンネルは完全防水施工のためシートをトンネル周面に貼り付けている(写真-2)。インバート部は切り羽作業と並行しておこなわれ、インバート作業箇所(写真-3)の上に栈橋を設けて他の作業車両等が通れるようになっている(写真-4)。インバート部の施工と切り羽作業を並行して行い、作業期間の短縮をはかっている。シールドトンネルは泥土圧シールド工法で施工されている。

切り羽の箇所は、どうしても見たい箇所である。見学時には作業を行っておらず、仮吹き付けのコンクリートが吹き付けられた状態と最初に説明があった。コンクリートが吹き付けられいては、見てもしかたのない様な気もするが、切り羽はどうしても見てみたい箇所である。登山の時、頂上の一番高いところに立ちたい気持ちに似ていると思う。切り羽は写真-5に示した様に上部掘削を止め、切り羽に吹き付けコンクリートを施工して下半部の掘削を待つ状態であった。

切り羽の先進ボーリング孔より少量の湧水が認められる。先進ボーリング孔より毎分200~300ℓ湧出する箇所もあったが2~3週間で治まるそうである。掘削機械はロードヘッダ s200(写真-7)、大型ブレイカーが使用されている。

標高	内容
0.81	トンネル入口
0.80	トンネル内
0.79	トンネル内
0.78	トンネル内
0.77	トンネル内
0.76	トンネル内
0.75	トンネル内
0.74	トンネル内
0.73	トンネル内
0.72	トンネル内
0.71	トンネル内
0.70	トンネル内
0.69	トンネル内
0.68	トンネル内
0.67	トンネル内
0.66	トンネル内
0.65	トンネル内
0.64	トンネル内
0.63	トンネル内
0.62	トンネル内
0.61	トンネル内
0.60	トンネル内
0.59	トンネル内
0.58	トンネル内
0.57	トンネル内
0.56	トンネル内
0.55	トンネル内
0.54	トンネル内
0.53	トンネル内
0.52	トンネル内
0.51	トンネル内
0.50	トンネル内
0.49	トンネル内
0.48	トンネル内
0.47	トンネル内
0.46	トンネル内
0.45	トンネル内
0.44	トンネル内
0.43	トンネル内
0.42	トンネル内
0.41	トンネル内
0.40	トンネル内
0.39	トンネル内
0.38	トンネル内
0.37	トンネル内
0.36	トンネル内
0.35	トンネル内
0.34	トンネル内
0.33	トンネル内
0.32	トンネル内
0.31	トンネル内
0.30	トンネル内
0.29	トンネル内
0.28	トンネル内
0.27	トンネル内
0.26	トンネル内
0.25	トンネル内
0.24	トンネル内
0.23	トンネル内
0.22	トンネル内
0.21	トンネル内
0.20	トンネル内
0.19	トンネル内
0.18	トンネル内
0.17	トンネル内
0.16	トンネル内
0.15	トンネル内
0.14	トンネル内
0.13	トンネル内
0.12	トンネル内
0.11	トンネル内
0.10	トンネル内
0.09	トンネル内
0.08	トンネル内
0.07	トンネル内
0.06	トンネル内
0.05	トンネル内
0.04	トンネル内
0.03	トンネル内
0.02	トンネル内
0.01	トンネル内
0.00	トンネル内



写真-1 トンネル内見学状況

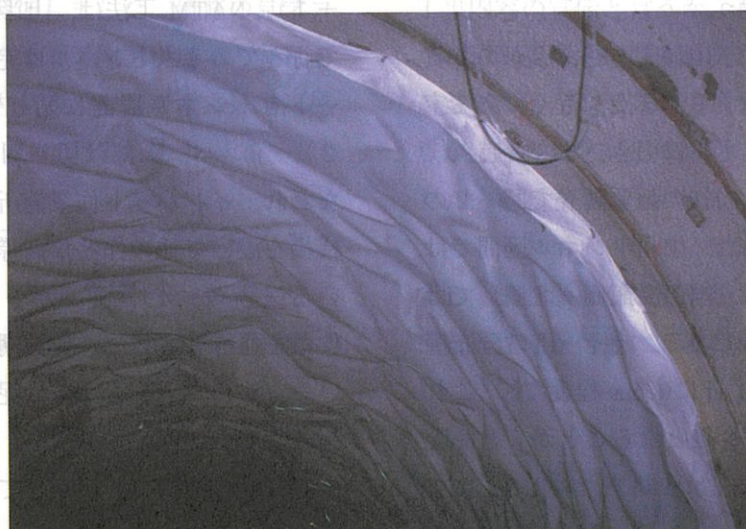


写真-2 防水シート張付状況



写真-3 インバート施工箇所



写真-4 400%インバート施工箇所上の栈橋

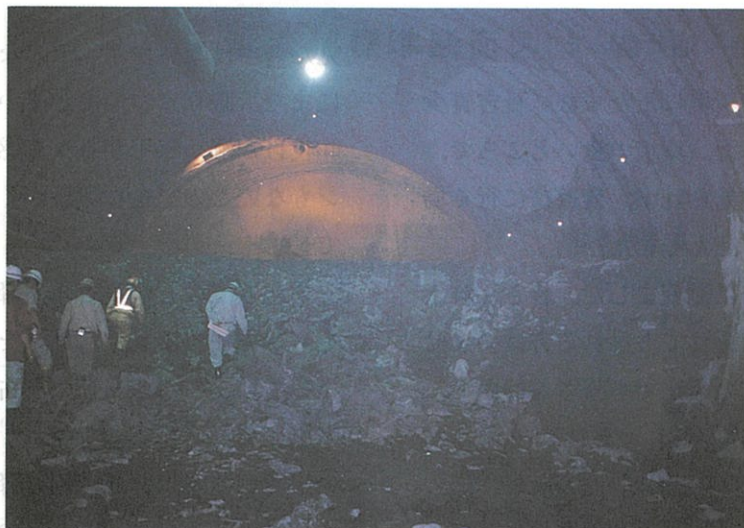


写真-5 切り羽を望む



写真-6 切り羽面に施された吹き付けコンクリート



写真-7 ロードヘッド s200先端部

2. 宿 泊 所

宿泊は山間の静かな環境にたたずむ「日吉青少年の家」に泊まりました。環境の良いところで、付近にネオンサインは見られず、夜遊びに行く場所を探す必要がありませんでした。

夜の食事は静かな内に進みました。皆さん紳士的な方が多くお酒を飲まれても乱れる方はいませんでした。昼間のバスのなかでも皆さん静かで、バスガイドさんより「皆さん、お静かですネーと」お誉めの言葉を頂くほどでした。私は、酔っぱらうと羽目を外すタイプですが、今後長く名古屋地域に居るつもりなので、本性を表さず皆さんと同じように大人しくして、猫を被っておりました。

食事もあり、談話室に有ったイソップの童話を借りてきて（子供向けの本しかなかった）、読みながら布団に潜り込んでしまいました。午後9時を少し過ぎた頃には眠りこんでいました。あまり早く眠ってしまったので夜中に目が醒めてしまいました。布団の中から窓の外を眺めてみると、漆黒の空をバックに、木立が少し光輝き蛍光を発しているようでした。宮沢賢治の「銀河鉄道の夜」を思い出しました。木立が光輝きだして「銀河ステーション・銀河ステーション」の声を聞くと共に銀河鉄道に乗っている。賢治もこんな夜を

見たのではないかな？ そんなことを考えている内にまた、眠りについてしまいました。朝起きて、昨夜目が醒め年甲斐もなく感じた思いは、夜ネオンもないこの健全な環境がくれた贈り物だったのでしょうか。

朝起きて少しすると雨が降り出しました。晴男をもって任ずる私は、見学を始めれば雨も止むと思っていました（当社の名古屋支店長は、私のことを雨男だと言っています）。案の定、見学で外に出ている時はあまり雨に降られず、内心ほほえんでいました。もちろん他の参加者のかたも晴男と自負されている方は多くいらしゃったと思いますが。

3. 水資源開発公団 日吉ダム見学

日吉ダムは、淀川水系の三大支流の一つ桂川に建設されている。平成8年秋の完成、平成10年3月の竣工を目指して建設されている。現在はダム堤体17m（20万 m^3 ）立ち上がった状況である。完成時には、京都府に100万人/日の水を供給して、洪水等に対する治水に大きな力を発揮することが期待されています。

ダムの見学は、まず室内で説明をお聞きして、ビデオを見せて頂きました。また、ビジュアルなパンフレットなどの資料を頂くなど、ここでも見

学者に対する懇切丁寧な対応に感心しました。現地案内の方のなかに美しい女性が3人いらして、御一緒に見学地を回って頂きました。シャッターチャンスがなくお写真をお見せ出来ないのが残念です。

見学は、最初に原石山を見学しました。原石山は砂岩・頁岩が傾斜50～70度で分布しています。長大な法面が形成されていて、岩質的に少し弱い箇所はコンクリート枠の斜面保護が成されています(写真-8)。骨材は砂岩(骨1)、頁岩(骨2)に分けて採取され、大型トラックで、バッチャープラント(写真-10)に運ばれ、細粒分を除去し、

砂・礫に分けられています。

堤体部の地質は左岸側にチャート、右岸側にシヤールスタインが分布しているそうです。右岸から斜めにF1断層が分布しているそうです。施工はRCD工法と呼ばれる方法で、施工されています(コンクリート製造→ダンプ運搬→敷均し→横目地造成→締固め→仕上げ転圧→養生→グリーンカット)。RCD工法の特徴として以下の点が上げられています。

- A. 施工の安全性：平面的に施工するため、施工管理が実施しやすい。
- B. 施工速度は早い：既存の施工機械を使え

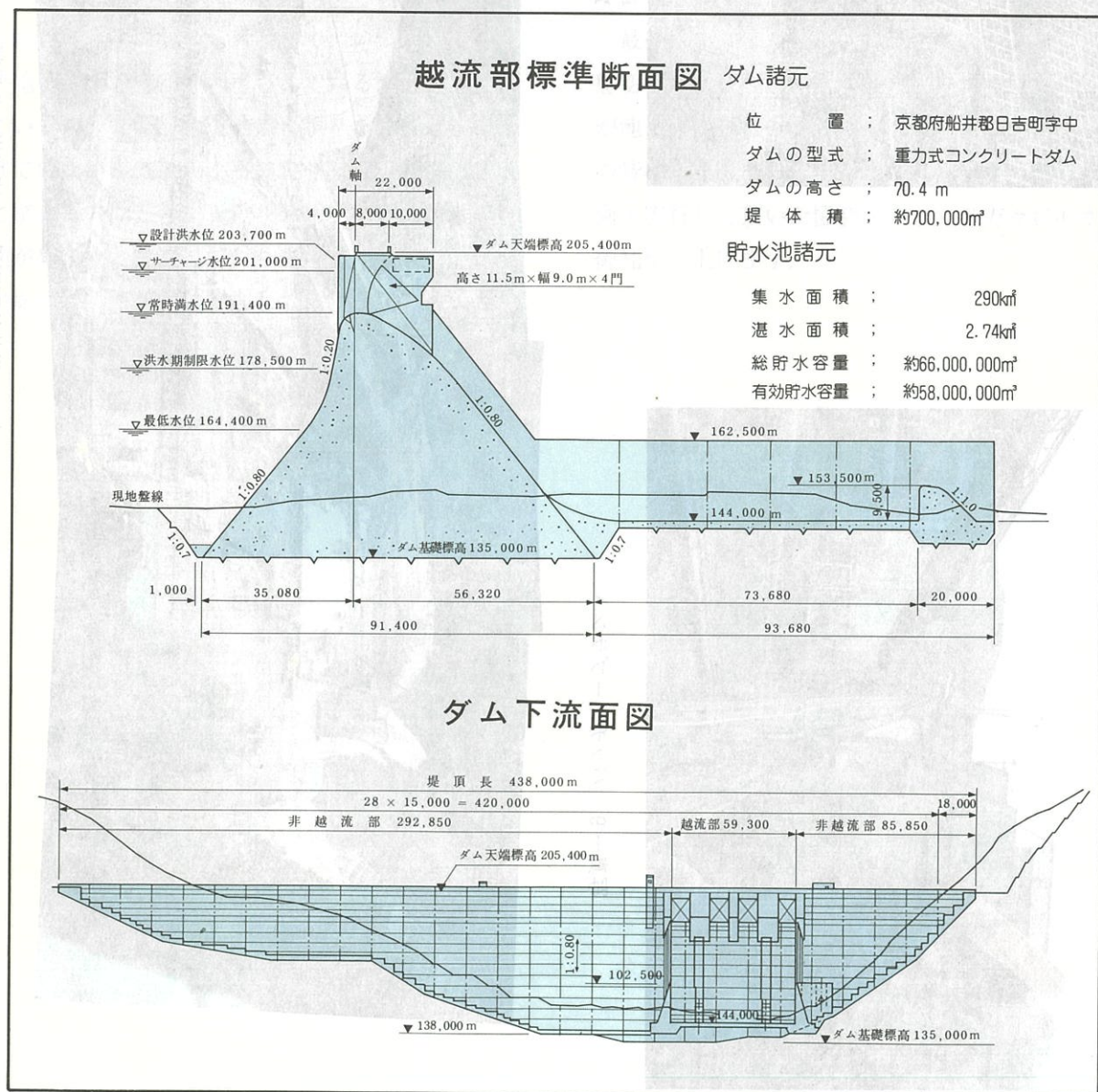


図-3 越流部標準断面図・ダム下流断面図



写真一8 原石山採掘現場と法面



写真一9 バッチャープラント



写真一10 日吉ダム堤体施工現場（上流左岸より遠望）

(トラック・転圧ローラー等), 特別な装置を必要としない。

ダム堤体の見学は、現場に近づけず展望台より眺めながら説明をうけました。ダム基礎岩盤を直接観察出来なかったのは少し残念ですが、壮大な施工現場を眺められて満足です。また、最近に使われなくなった「シャルスタイン」と言う言葉が説明のとき使われ懐かしく思われました。当社の若手に「シャルスタイン」を知っているかと聞くと、聞いた事ありますが何ですか? と言われ、世代のギャップを感じました。

4. おわりに

地質調査業に携わる者として、いつも調査結果が施工現場で有効に利用されているか感心を持っています。また、調査結果に誤りなく、迷惑をかけていないか気にかかっております。今回、施工に携わる方々から、貴重なお話を聞いて得難い体験が出来たと感謝しております。今後も、見学会があれば、積極的に参加して色々勉強したいと思

っています。

今回参加者は約20名で、本年度入社の新入社員の方もいらして、全体に若い年齢構成でした。しかし、現場で積極的に質問される方も多く感心しました。現場から何か掴もうと言う熱意は、夜の飲み会(夜の食事)やバスの中(バスガイドさん以外、あまり喋る人がいなかった)とは打って変わったものでした。わたしも、色々質問をしたかったのですが、こんな初歩的な質問をしてはとか、考えているうちに質問の機会を逸してしまいました。次回の見学からは、恥を顧みず色々質問したり、夜は飲んで盛り上がりたいと思いますので御迷惑でしょうが宜しくお願いいたします。

最後になりましたが、ご多忙のなか、現場にて懇切丁寧にご説明・案内頂いた京都市高速鉄道宝が池工区の皆様や水資源開発公団日吉ダム関係者の皆様、ならびにこのような有意義な研修会を企画・実行して頂いた協会スタッフの方々に心から御礼申し上げます。

会員委員会



中部地区総代理店

有限会社ブイ

製造元 (株)吉田鉄工所
東 葛 藤 町



編集後記

前号発行以来の一年間を振り返ってみますと、昨年1月17日には現代では予想だになかった未曾有の大被害と多くの人命を奪った『阪神大震災』を初めとし、サリン中毒殺人などを起こした宗教にまつわる不愉快かつ不可解な事件の摘発や日常茶飯事的な銀行の不祥事あるいは子供による消火器投下事件などのやるせない事件が多発いたしました。

人的な事件、事故は当事者及びその周辺の人間が注意を払い、適切な処置と対応を行うことによって減らすかあるいは絶滅することも可能なことと考えます。

しかし、自然災害はまだ我々だけの努力で解決できるものではありません。

阪神大震災は、活断層による直下型地震の恐ろしさと予知の困難さをおもい知らされましたことは、まだ記憶に新しいことです。これにより、国を初めとして公団及び地方公共団体などは、地震災害に対処すべく橋梁、海岸及び河川堤防、護岸、傾斜地あるいは住宅等の耐震点検調査を実施するに至り、地質、土質及び基礎工に深く関与いたします当業界においては、多くの国家的プロジェクトの調査と共に大変多忙な一年間となったことは皆様方周知のことです。

しかし、周辺社会を見回しますと、米国の輸入拡大政策の強要、為替の高騰、バブル景気のツケから来た不況感が浸透した現況の中でただ調査、設計、建設関係業界のみが安穏と好況を貪ることはできないものと考えます。

このような時代を背景として、当業界では日頃切磋琢磨した技術と熱意に依って『新しい調査手法』を考案また開発いたしていることを皆様にお伝えいたしたく昨年の第43号に引き続きメインテーマとして編集いたしました。これと同時に日頃の調査業務に携わっておられる方の活躍や悩みごと等を吐露いたした『地質調査における貴重な体験』を、サブテーマとして幅広い執筆者から御投稿を賜りまして、編集子一同感謝の念に堪えません。

二つのテーマとしたことに多少なりともご納得が得られぬ向きもあるかもしれませんが、これによって僅かでも読者層が広げられれば幸甚であります。

最後になりましたが、本号に貴重な原稿を戴いたことに対し、厚くお礼を申し上げるとともに、次号への多大なご協力を併せてお願い申し上げます。

広報宣伝委員会

〔土と岩45号〕

原稿募集

- 1 論 旨 技術論文、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関するご意見等何でも結構です。
- 2 締 切 日 平成8年9月末日厳守。
- 3 発 表 次号本誌上、応募作品多数の場合は順次発表致します。
- 4 そ の 他 (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に紙上匿名をご希望の方はご指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先：当協会広報宣伝委員会宛。

青葉工業会 会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電話番号	郵便 番号
(株) ア オ イ テ ッ ク	鈴 木 孝 治	名古屋市北区上飯田南町2-45-1	(052) 917-1821	462
青葉工業(株)名古屋支店	井 戸 忍	名古屋市北区黒川本通4-32-1	(052) 915-5331	462
朝 日 土 質 (株)	大 橋 英 二	岐阜市須賀4-17-16	(0582) 75-1061	500
(株) 飯 沼 コンサルタント	飯 沼 忠 道	名古屋市中村区長戸井町4-38	(052) 451-3371	453
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	岡 崇	名古屋市中村区名駅南3-6-6 名駅豊ビル	(052) 561-7801	450
応 用 地 質 (株) 中 部 支 社	大 西 昇	名古屋市守山区大字瀬古字中島102	(052) 793-8321	463
カ ツ マ コンサルタント(株)	勝 眞 宏	熊野市井戸町4935	(05978) 9-1433	519 -43
梶谷エンジニア(株)中部支店	山 本 篤	名古屋市東区榑木町1-2 山吹ビル	(052) 962-6678	461
川 崎 地 質 (株) 中 部 支 店	湯 上 英 雄	名古屋市名東区高社1-266 ラウンドスポット一社ビル	(052) 775-6411	465
(株)キンキ地質センター 名古屋支店	崎 川 隆	名古屋市昭和区雪見町1-14	(052) 741-3393	466
木村建設(株)名古屋営業所	川 合 一 夫	名古屋市中区栄4-2-8 小浅ビル	(052) 264-4754	460
基礎地盤コンサルタンツ(株) 中部支社	坪 田 邦 治	名古屋市西区上名古屋1-11-5	(052) 522-3171	451
協 和 地 研 (株)	駒 田 貞 夫	松阪市郷津町166-8	(0598) 51-5061	515
熊 金 ボ ー リ ン グ (株)	小 林 雅 夫	飯田市大王路1-5	(0265) 24-3194	395
計 測 地 質 (株)	北 川 満	津市美川町3-6	(0592) 27-9005	514
京浜調査工事(株)名古屋営業所	重 松 正 勝	名古屋市中区正木2-8-4	(052) 321-5139 331-4051	460
興 亜 開 発 (株) 中 部 支 店	堀 部 信 行	名古屋市天白区原2-2010	(052) 802-3121	468
国際航業(株)名古屋支店	門 屋 鉄 男	名古屋市中区栄2-11-7 伏見大島ビル	(052) 201-1391	460
国土防災技術(株)名古屋支店	山 本 和 夫	名古屋市千種区内山3-12-14 豊島不動産ビル	(052) 732-3375	464
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	上 神 正 衛	名古屋市中村区椿町21-2 第2太閤ビル	(052) 452-1651	453
(株) 栄 基 礎 調 査	鈴 木 忖	名古屋市東区新出来2-1-13 ロータリーマンション201	(052) 935-0702	461
三 祐 (株)	石 黒 亢 郎	名古屋市中村区名駅南1-1-12	(052) 581-7441	450
(株)シマダ技術コンサルタント 名古屋営業所	妹 尾 俊 美	名古屋市名東区つつじが丘609	(052) 773-9281	465
(株)ジオジャイロ名古屋支店	富 田 努	名古屋市天白区荒池1-201	(052) 807-1888	468

会社名	代表者	住 居 所	電話番号	郵便番号
(株)白石名古屋支店	池田 芳 郎	名古屋市中区錦1-19-24 名古屋第一ビル	(052) 211-5371	460
(株)新東海コンサルタント	二ヶ月 清 文	津市江戸橋1-92	(0592) 32-2503	514
杉山 コンサルタンツ (株)	杉 山 信 行	久居市新町680-4	(0592) 55-1500	514-11
住鉦コンサルタント(株) 名古屋支店	綿 谷 好 修	名古屋市中区葵1-13-18 サッサセンタービル	(052) 933-1444	461
西濃建設(株)名古屋支店	戸 田 好 晴	名古屋市中村区名駅南3-2-11	(052) 561-3541	450
(株)タイム技術サービス	磯 貝 洋 尚	名古屋市中白区平針2-1906 KMビル	(052) 801-0955	468
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	橋 井 智 毅	名古屋市中村区金山町1-6-12	(052) 681-6711	456
大成基礎設計(株)名古屋事務所	立 花 敏 信	名古屋市中村区豊国通1-17	(052) 413-8711	453
(株)大星測量設計	朝 倉 邦 明	名古屋市中村区大高町字東正地69-1	(052) 623-1287	459
大和調査工事(株)	大久保 卓	名古屋市中川区昭和橋通1-27	(052) 661-9191	454
玉野総合コンサルタント(株)	小 川 義 夫	名古屋市中村区竹橋町4-5	(052) 452-1301	453
中央開発(株)中部支店	沓 沢 貞 雄	名古屋市中村区牛田通2-16	(052) 481-6261	453
中央復建コンサルタンツ(株) 名古屋営業所	安 東 良 夫	名古屋市中区丸の内3-18-12 大興ビル	(052) 961-5954	460
(株)中部ウエルボーリング社	佐 藤 久 松	名古屋市中村区東山通5-3	(052) 781-4131	464
(株)帝国建設コンサルタント	篠 田 徹	岐阜市青柳町2-10	(0582) 51-2176	500
(株)東海地質コンサルタント	鈴 木 誠	名古屋市中川区尾頭橋3-3-14	(052) 331-8121	454
東海地質工学(株)名古屋支社	松 山 央 方	名古屋市中村区劔町243	(052) 413-6231	453
(株)トーエネック	石 田 英 夫	名古屋市中区栄1-20-31	(052) 221-1111	460
(株)東京ソイルリサーチ 名古屋支店	開 出 尚 文	名古屋市中村区名駅2-40-2 名和ビル	(052) 571-6431	450
(株)東建ジオテック名古屋支店	篠 田 正 雄	名古屋市中村区笠寺町字迫間9-2	(052) 824-1531	457
東 邦 地 水 (株)	伊 藤 武 夫	四日市市東新町2-23	(0593) 31-7315	510
豊橋調査ボーリング(株)	杉 浦 市 男	豊橋市明海町33-9	(0532) 25-7766	441
(株)日さく名古屋支店	横 尾 鋭 一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚117-2	(052) 432-0211	454
日特建設(株)名古屋支店	山 根 英 男	名古屋市中村区名駅3-21-4 名銀駅前ビル	(052) 571-2316	450
日本基礎技術(株)名古屋支店	高 橋 弘	名古屋市中村区亀島2-14-10 フジ・オフィスビル	(052) 451-1680	453
(株)日本パブリック中部支社	竹 内 増 躬	名古屋市中川区高畑5-216	(052) 354-3271	454

会 社 名	代 表 者	住 所	電話番号	郵便 番号
日本物理探鉱(株)中部支店	下 川 裕 之	名古屋市中村区並木2-245	(052)414-2260	453
富 士 開 発 (株)	加 藤 辰 昭	名古屋市千種区唐山町3-30	(052)781-5871	464
復建調査設計(株)名古屋事務所	田 中 正 男	名古屋市東区葵3-24-2	(052)931-5222	461
松 阪 鑿 泉 (株)	岩 本 俣 和	松阪市五反田町1-1221-5	(0598)21-4837	515
(株)松原工事事務所	野 口 敦 庸	名古屋市中区丸の内1-3-1 ライオンズビル丸の内	(052)211-3571	460
松 村 工 業 (株)	松 村 多美夫	岐阜市藪田東1-6-5	(0582)71-3912	500
丸 栄 調 査 設 計 (株)	川 口 勝 男	松阪市船江町1528-2	(0598)51-3786	515
宮 本 管 工 (株)	宮 本 陽 司	四日市市川原町21-12	(0593)31-1291	510
村 木 鑿 泉 探 鉱 (株)	村 木 正 義	名古屋市熱田区西野町1-2	(052)671-4126	456
名 峰 コ ン サ ル タ ン ト (株)	谷 村 光 哉	名古屋市西区花原町59	(052)503-1538	452
明治コンサルタント(株) 名古屋支店	古 田 博 夫	名古屋市名東区藤森2-273	(052)772-9931	465
大 和 開 発 (株)	金 子 達 夫	岐阜県郡上郡大和町剣971-1	(057588)-2199	501 -46
ライト工業(株)名古屋支店	小 林 政 二	名古屋市中村区畑江通4-22	(052)481-6510	453

賛 助 会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電話番号	郵便 番号
旭ダイヤモンド工業(株) 名古屋支店	池 田 昇	名古屋市中村区烏森町4-74	(052)483-5121	453
(株)カノボーリング名古屋支店	上 形 武 志	名古屋市緑区大高町字丸の内73-1	(052)621-7059	459
(株)神谷製作所	神 谷 清 平	埼玉県新座市馬場2-6-5	(0484)81-3337	352
澤 村 地 下 工 機 (株)	澤 村 忠 宏	名古屋市東区新出来1-9-22	(052)935-5516	461
田 辺 産 業 (株)	田 辺 誠	名古屋市守山区小六町9-21	(052)793-5161	463
東邦地下工機(株)名古屋営業所	住 友 信 二	名古屋市守山区脇田町1513	(052)798-6667	463
名 古 屋 ケ ー ス (株)	伊 藤 正 夫	名古屋市熱田区桜田町5-5	(052)881-4020	456
(株)マ苏打商店	増 田 幸 衛	広島市西区東観音町4-21	(0822)31-4842	733
松 下 鉱 産 (株)	松 下 通	名古屋市昭和区車田町1-38	(052)741-1321	466
(有)ワイビーエム名古屋販売	丸 山 敏 雄	名古屋市天白区菅田1-1208	(052)804-4841	468