Application of Exploration Geophysics to Inner Space Development

by Koichi SASSA¹

1. Prof., Dr., Faculty of Engineering, Kyoto University, Sakyo-ku, Kyoto 606-01

1. 緒 言

地球環境を保全しつつ、人類の持続的発展を達成するためには、地下空間の開発とその有効利用は早急に推進せねばならない事項の一つであり、エネルギー関連のみでも、

- 1) 地下発電所
- 2) 石油・天然ガスの地下貯蔵
- 3) CAES (圧縮空気貯蔵ガスタービン発電システム)
- 4) 超電導電力貯蔵システム
- 5) 放射性廃棄物の地下保管

などの多くの利用目的があり、すでに調査・検討が活発に進められている。これらの調査・計画段階のみならず、施工中や完成後の安定性監視の段階においても、地下構造の探査と現位置の地盤・岩盤の評価は重要である。

物理探査技術はこれらの調査および評価を3次元的、かつ、非破壊的に行い得る技術であり、地盤・岩盤工学の分野で広く有効に利用されている。

地盤・岩盤を評価することができ、かつ、物理探査技術により計測可能なもので最も広く利用されている物理量に弾性波の伝播特性(伝播速度と減衰特性)と比抵抗がある。そこで、ここではまず、これらの値の地質工学的解釈とこれらの値の現位置での計測法のうち、主な手法に重点を置いて説明する。

2. 弾性波伝播速度および減衰特性の地質工学的解釈

地盤・岩盤は鉱物粒子と空隙を充填している水や空気とで構成されている。代表的な造岩鉱物である石英や長石の縦波(以後P波と呼ぶ)速度は、5,500~6,500 m/s程度であるが、空気のP波速度は331.45 m/s(0℃, 1気圧)であり、水のP波速度は1,500 m/sであって、いずれも鉱物粒子のP波速度より遅い。従って、岩石内に空隙が多いほど、その岩石の弾性波速度は遅くなる。

火成岩について、P波速度と空隙率との関係を湿润状態の試料について測定した結果をまとめたものが図1である¹⁾。図より、空隙の増加により、P波速度が低下する様相を理解することができる。このことは、風化の進行によって岩石内の空隙が増加すると弾性波速度は低下すること、および、断層破砕帯のようにき裂が多く、岩盤全体の空隙率が大きくなっても、弾性波速度は低下することを意味している。

無限媒体内を伝播する弾性波には縦波(P波)と横波(以後S

図1 火成岩試料のP波速度(V_p)と空隙率(n)との関係

波と呼ぶ)とがある。P波は固体内でも流体内でも伝播するが、S波は流体内は伝播しない。無限媒体内を伝播するP波およびS波の伝播速度と材料の弾性定数との間には次式の関係がある。

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに V_p 、 V_s はP波およびS波の伝播速度、 E はヤング率、 ρ は密度、 ν はポアソン比である。現位置において V_p 、 V_s および ρ を測定し、式(1)および(2)を用いて算出されたヤング率、ポアソン比は動的ヤング率、動的ポアソン比と呼ばれ、静的に加圧することによって測定されたヤング率(静的ヤング率)およびポアソン比(静的ポアソン比)と区別されている。

地下空間利用のための構造物の設計に際しては、静的な荷重が問題となるから、静的弾性定数の値で検討せねばならない。

一般に地質材料の動的弾性定数の値は静的弾性定数よりも大きく、その比率である(動的弾性定数/静的弾性定数)の値は、未固結層では、15~50程度、岩石の場合には、2~20程度のものが多く、弾性定数の値が小さくなるにつれて、この比の値は大きくなる。図2は未固結層について、両者の関係を求めた結果を示したものであり、横軸は孔内横方向載荷試験(LLTによる)により求めた現位置の弾性定数で、静的弾性定数とみなすことのできるものである²⁾。図2の結果を用いることによって、弾性波伝播速度の実測結果から、構造物等の設計のために必要な静的弾性定数を推定し得ることがわかる。

未固結地盤の現位置における強度特性の指標として、標準貫入

* 1992年5月26日受付 7月3日受理

1. 正会員 工博 京都大学教授 工学部資源工学教室

キーワード: 物理探査, 地下空間開発, 地盤・岩盤の現位置評価

図2 静的ヤング率と動的ヤング率との関係（未固結層）
（今井，1975より作成）

試験によって求められるN値が広く用いられている。P波速度とN値の間には明瞭な関係は認めたいが、S波速度はN値とよく対応している。図3は沖積層および洪積層の砂層と粘土層に分けて、両者の関係を示したものである³⁾。図に示す記号のA_sとA_cは沖積世の砂層および粘土層を、D_sとD_cとは洪積世の砂層および粘土層を示している。図3より、現位置地盤の評価にはS波速度が有効であることがわかる。図4は岩石試料を用いてP波速度（超音波伝播速度測定装置により測定）と一軸圧縮強さを求め、両者の関係を示したものである⁴⁾。図より岩石の強度もP波速度と密接な関係にあり、一般にP波速度が大きいほど強くなることがわかる。

現位置岩盤は岩石とき裂およびき裂を満たしている材料で構成されており、たとえ岩盤を構成している岩石が硬く強度が大きいても、多くのき裂が存在しておれば岩盤としての強度は低下する。

図3 地盤のN値とS波速度との関係（Imai, 1977）

図4 岩石試料の一軸圧縮強さとP波速度との関係

き裂の頻度とP波速度との関係に関する測定例として、図5(a)、(b)はボーリングコアの長さより算出したRQDとボーリング孔を利用して実施した現位置におけるP波速度の測定結果との関係を示したものである⁵⁾。RQDとはボーリングの一定長さ(L)について得られたコアのうちその長さが10cm以上のコアの長さの合計をLで除した値に100を掛け%表示としたもので、き裂数が多くなり、10cm以下のコアが多くなるとRQDの値は低下する。なお、図に示した測定の場合にはボーリング孔内には水が充満しており、き裂内にも水が充満しているとみなしうる状態であり、Lは2m

(a)

(b)

図5 現位置で測定したP波速度とRQDとの関係

図6 時間平均速度説明図

で、速度測定はボーリング孔内に2m間隔で設置した受振器を用いて行われている。これらの図より、き裂岩盤のP波速度の解釈に時間平均速度の概念は利用できないことがわかる。時間平均速度(V_a)とは、図6に示すように、長さ L の一定区間に存在している波線が横切るき裂の厚さの合計を L_e 、き裂を含まない岩石、すなわち岩石コアのP波速度を C_r 、水のP波速度を C_w とすると、

$$\frac{L}{V_a} = \frac{L_e}{C_w} + \frac{L-L_e}{C_r} \quad \dots\dots\dots (3)$$

なる関係で示される速度のことで、岩石部分はコアの伝播速度で、き裂内の水の部分は水の伝播速度で伝播するという概念に基づいている⁶⁾。この考え方は、水で飽和したき裂岩盤内を伝播する波動は岩石と水との境界面で多重反射する多くの波線経路の波動の和として形成されるために、現位置で計測される伝播速度の解釈には適用できない⁷⁾。このことを明らかにした研究結果を以下に簡単に示す⁸⁾。

実験は図7に示すように、直径5m、長さ2mの2本のアルミニウム棒の間に図8に示すような低速度物質としてアクリル酸樹脂(P波速度：2300m/s)を用いた多数の低速度層からなる低速度帯を挟んだ1次元モデルを用い、その一端より卓越周波数が約3kHzおよび約10kHzの2種類のP波を送り込み、他端で波動の到達を測定するという実験を行った。低速度帯の構造は図8に示

図7 実験方法説明図

図8 低速度帯の構造

すモデル1から6までの6種類としたが、いずれも低速度物質であるアクリル酸樹脂の長さの合計は一定で32cmである。従って、もし、上記の時間平均速度の概念が成立するのであれば、いずれのモデルでもその伝播速度が等しくならなければならない。

上記の実験とともに、実験に使用した棒状モデル内を伝播するP波の数値シミュレーションをコミュニケーションマトリックスを用いて行った。実測結果と数値シミュレーション結果とを並べて、対比したのが図9である。図より、低速度薄層数の増加とともに伝播速度が遅くなること、および透過波の波形も変化することがわかる。図10は低速度薄層の数と低速度帯内のP波速度との関係を示したものである。図より、P波速度は一定とはならず、薄い層が多数存在する方が厚い層が少し存在する場合よりも測定されるP波速度は遅くなることがわかる。

以上に示したように、現位置岩盤のP波速度は風化の程度やき裂の頻度、従って、現位置岩盤の強度特性と密接に関係しているので、P波速度の値は現位置岩盤の評価に広く用いられている。例えば、トンネルやダム建設のための岩盤分類、のり面や斜面の安定性評価、ブルドーザによる岩盤の掘削性の評価などへの利用が報告されている。以下にその一例として、鉄道技術研究所が提案しているトンネル建設のための岩盤分類方式を紹介する⁹⁾。まず、表1によって、岩盤を岩種AからFまでに区分する。ついで、

図9 実測記録と数値シミュレーション結果との対比。各実験条件の上のトレースが数値シミュレーション結果で下のトレースが実測波形

図10 低速度帯内のP波速度の実測結果と低速度層数との関係

表1 岩種区分表

岩種	地層名・岩石名
A	古生層, 中生層 (粘板岩, 砂岩, 礫岩, チャート, 輝緑凝灰岩, 石灰岩など) 深成岩 (花崗岩, 閃緑岩など), 半深成岩 (ひん岩, 花崗はん岩, 輝緑岩など) 火山岩 (粗粒玄武岩, 玄武岩など), 変成岩 (片岩類, 片麻岩, 千枚岩, ホルンフェンズなど)
B	はく離性の著しい変成岩, 細層理の古生層, 中生層
C	中生層 (頁岩) 火山岩 (流紋岩, 石英粗面岩, 安山岩など) 古第三紀層の一部 (珪質砂岩, 珪質頁岩など)
D	古第三紀層～新第三紀層 (頁岩, 砂岩, 礫岩, 凝灰岩, 角礫凝灰岩など)
E	新第三紀層 (泥岩, シルト岩, 砂岩, 凝灰岩など)
F	洪積層, 新第三紀層の一部 (低固結, 未固結層, 砂, 土丹など)

表2 計画段階の地山分類基準 (案)

岩種 区分 地山 等級	硬 岩		中 硬 岩	軟 岩	土 砂	
	A, B 岩種	C 岩 種	D 岩 種	E 岩 種	F 岩 種	
					粘性土	砂質土
V	$V_p \geq 5.2$	$V_p \geq 5.0$	$V_p \geq 4.2$			
IV	$5.2 > V_p \geq 4.6$	$5.0 > V_p \geq 4.4$	$4.2 > V_p \geq 3.4$			
III	$4.6 > V_p \geq 3.8$	$4.4 > V_p \geq 3.6$	$3.4 > V_p \geq 2.6$	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 6$		
II	$3.8 > V_p \geq 3.2$	$3.6 > V_p \geq 3.0$	$2.6 > V_p \geq 2.0$ かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 4$	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $6 > \frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 4$		
I	$3.2 > V_p \geq 2.5$	$3.0 > V_p \geq 2.5$	$2.6 > V_p \geq 2.0$ かつ $4 > \frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$ あるいは $2.0 > V_p \geq 1.5$ かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $4 > \frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$	$\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$	

- この表は土被り $500\text{m} > H \geq * 2D$ (D : トンネル幅) 程度のトンネルの計画において適用する。
 - 幅の広い断層破砕帯, 偏圧地形や偏圧を及ぼす地質の地山は適用対象外とする。
 - V_p : 地山の弾性縦波速度 (km/sec)
 $\frac{\sigma_c}{\gamma H}$: 地山強度比 ここに σ_c : 地山の軸強度 (tf/m^2)
 γ : 地山の単位体積重量 (tf/cm^3),
 H : 土被り高さ (m)
地山の軸強度は得難いので, 準岩盤強度を用いてもよい。
 $\sigma_c = \left(\frac{V_p}{V_{pt}}\right)^2 \cdot \sigma_{ct}$ ここに, σ_{ct} : 準岩盤強度 (tf/m^2)
 V_{pt} : 試料の超音波 (弾性波) 伝播速度,
 σ_{ct} : 試料の軸強度 (tf/m^2)
なお軟岩で, $V_p > V_{pt}$ となる場合があるが, その際は $\left(\frac{V_p}{V_{pt}}\right) = 1$ とする。
 - 表1の岩種区分は池田和彦 (1969) の区分を一部変更したものである。なお, E 岩種は新鮮岩の軸強度概ね 200 kgf/cm^2 以下のものとする。
- * 分析は20mを境界の値としたが, 土木学会トンネル標準示方書 (シールド編) 昭和52年版で周辺に悪影響を及ぼさない限度を $1.0 \sim 1.5 D$ としているので, 山岳トンネルであることを考慮して $2D$ とした。

表3 標準設計パターン (案)

区 分	ロックボルト			支保工・材 質・ピッチ	平均 吹付厚	二 次 霧工厚	イ ン パ ー ト	金 網	変 形 余裕量	掘 削 工 法	ロック ボルト	イ ン パ ー ト	支保工 ・金網
	パターン	本 数	ピッチ										
V	単 線	-	-	-	5 cm	30 cm	-	-	-	全断面	アーチ部 にランダ ムボルト		地山のゆるみ肌落ちなどの実情に応じて使用する
	複 線	-	-	-	"	"	-	-	-				
	新幹線	-	-	-	"	"	-	-	-				
IV	単 線	ランダム	0 ~ (5)	1.5m	5 cm	30 cm	-	-	-				
	複 線	"	0 ~ (7)	"	"	"	-	-	-				
	新幹線	"	0 ~ (8)	"	"	"	-	-	-				
III	単 線	上半のみ	2m× 8本	1.5m	10cm	30cm	-	-	-	ベンチ	ベンチカ ットの場合 はSL部 のロック ボルトは 2本減 じる	泥岩質など で噴泥 対策その他 必要に応じて 打設する	ジョイントの 場合の支保工は 上半のみ
	複 線	"	2m× 10本	"	"	"	-	-	-				
	新幹線	"	2m× 12本	"	"	"	-	-	-				
II	単 線	上半側壁	2m× 10本	1.2m	10 cm	30 cm	-	-	-				
	複 線	"	3m× 14本	"	"	"	-	-	-				
	新幹線	"	3m× 16本	"	"	"	-	-	-				
I	単 線	上半側壁	3m× 12本	1.0m	125H×1.0m	10 cm	30 cm	有 30 cm	-				
	複 線	"	3m× 18本	"	"	15 cm	"	有 45 cm	5 cm				
	新幹線	"	3m× 20本	"	"	"	"	"	"				

適用条件 ①標準断面 (在来線単線, 複線, 新幹線) トンネル, ②土被り $2D \sim 500\text{m}$ (D : トンネル掘削径),
③偏土圧が作用しないトンネル, ④作業に支障する湧水と水圧による破壊の恐れのないトンネル,
⑤市街地区, 重要構造物下, 近接併設トンネルなどの特殊条件でないトンネル

注) ・泥岩などスレーキングを生ずる岩石は, 噴泥や塑性土圧に対処するために I 以上でも必要に応じてインパートを施工する。
厚さは適宜。
・鋼アーチ支保工は肌落ちを生じる場合は必要に応じて施工する。

図11 実験方法説明図

図12 P波速度変化(C/C_0), 振幅変化(A/A_0), 非弾性体積ひずみ(ϵ_i), 積算AE発生数(N)と応力との関係

現位置のP波速度などを用いて、表2に示すように、地山が等級IからVに分類される。この地山等級は施工パターンや一掘進長、ロックボルト本数などと関係づけられている。表3は地山等級と標準設計パターンとの関係を示したものである。

以上に弾性波伝播速度について述べたが、次にき裂の発生とP波の振幅の減衰特性との関係について説明する。

図12は図11に示すように、花崗岩試料を材料試験機を用いて

ひずみ制御で加圧し、試料の非弾性体積ひずみ(ϵ_i)、荷重に直交する方向のP波速度(C_0 および C)、受振P波の振幅(A_0 および A)、微小破壊音(Acoustic Emission, AEと略記する)の積算数(N)を試料が破壊するまで測定した結果を示したものである¹⁰⁾。図12に示したAE発生数の増加と非弾性体積ひずみの増加は、試料内に逐次微小き裂が発生し、その数が増加していることを示している。その変化に対応して、P波速度および受振振幅は低下しているが、P波速度の変化より、振幅の変化の方が大きいことがわかる。このことはき裂の発生に対してはP波速度より、振幅の減衰特性の変化の方が敏感であることを示している。この現象を利用して、地下大空洞天盤の岩盤を監視した結果を以下に示す¹¹⁾。図13は測定現場の断面図を示したものである。3個の大空洞を区切っている水平鉋柱18Hおよび20Hと垂直鉋柱19Vの採掘に伴って、天盤の-130mレベルの岩盤が安定であるかどうかを監視するために、-130mレベルに震源と受振点とを配置し、鉋柱採掘の進行とともに、弾性波伝播特性がどのように変化するかを約2年間測定した。その結果を示したのが図14および図15である。これらの図より、-130mの天盤には、弾性波速度に影響が出るようなき裂は発生していないが、振幅に変化が現われているので、微小なき裂は発生しているとみなすことができる。しかし、そのき裂の発生は落ち着く傾向にあると判断することができる。

3. 比抵抗の地質工学的解釈

主要造岩鉱物の比抵抗は非常に大きいので、鉋物粒子そのもの

図13 測定現場断面図

図14 鉋柱採掘に伴う天盤のP波速度の変化

図15 鉋柱採掘に伴うP波の振幅の変化

図16 地盤や岩盤のモデル

は絶縁物とみなしてさしつかえない。従って、地盤や岩盤の比抵抗は主として空隙の大きさと空隙を満たしている物質（一般には水）の比抵抗とによって支配される。砂や砂岩のように造岩鉱物粒子の集合体の場合には、それらは、図16に示すように鉱物粒子からなる固体部分と、曲がりくねった空隙とで表現することができる。いま、図16に示した断面積 A 、長さ l の試料の比抵抗を ρ_0 、抵抗を R とすると、

$$R = \rho_0 (l/A) \quad (4)$$

と表現しうる。一方、電流は図16の曲りくねった空隙内を満たしている水の中のみを通るから、曲りくねった空隙の長さを l_e 、空隙率を n とすると、空隙の体積は $(A \times l \times n)$ であるから、空隙の等価な断面積は $(A \times l \times n)/l_e$ となる。従って、この試料の抵抗は、空隙を満たしている水の比抵抗を ρ_w とすると、

$$R = \rho_w \{ l_e^2 / (A \times l \times n) \} \quad (5)$$

と表現しうる。式(4)と式(5)とは等しくならねばならないから、

$$(\rho_0 / \rho_w) = (l_e / l)^2 / n \quad (6)$$

式(6)が得られる。アーチャー (G. E. Archie) は海水で飽和している砂岩について実験を行い、

$$(\rho_0 / \rho_w) = 1/n^m \quad (7)$$

という関係式を得ている¹²⁾。 m は膠結係数 (cementation fac-

図17 水で飽和した砂の空隙率(n)とフォーメーションファクタ(F)との関係

表4 図17に示した実験に用いた砂試料と得られた実験式

記号	名 称	平均粒径	均等係数	Archie の式
S	豊浦標準砂	0.17mm	1.7	$F = 1.2 n^{-1.4}$
T	高浜砂	0.21	1.5	$F = 0.9 n^{-1.6}$
K	木津川砂	0.60	2.7	$F = 1.1 n^{-1.4}$
M	舞子浜砂	1.2	3.5	$F = 1.1 n^{-1.5}$

図18 粘土の地層比抵抗係数 F と ρ_w 、 n との関係。cA: $\rho_w = 0.73 \Omega \cdot m$, cB: $\rho_w = 1.1 \Omega \cdot m$, cC: $\rho_w = 3.2 \Omega \cdot m$, cD: $\rho_w = 4.5 \Omega \cdot m$, cE: $\rho_w = 6.0 \Omega \cdot m$

tor)と呼ばれており、砂で1.5程度、砂岩で2程度である。式(6)において、 $(l_e/l)^2 > 1$ であり、空隙率 n が小さいほど l_e は長くなると考えられるので $(l_e/l)^2$ の値は大きくなる。従って、式(7)は式(6)の $(l_e/l)^2$ の効果を m の値としたものとみなすことができる。 ρ_0/ρ_w は地層比抵抗係数 (formation resistivity factor)と呼ばれており F という記号が使われる。なお、一般には式(7)を少し変形し

$$F = (\rho_0 / \rho_w) = a/n^m \quad (8)$$

という形の実験式が用いられる。ここに、 a はその値がほぼ1の常数である。図17は表4に示した数種の砂について求めた F と n との関係を示したものである。なお、表4には実験によって求められた F と n との関係式も示されている¹³⁾。

一方、粘土のように構成粒子が非常に細かくなってくると、表面伝導現象が発生するために式(8)の関係では表現できなくなる。図18はシルト質粘土について、空隙水の比抵抗 ρ_w をパラメータとして空隙率 n と地層比抵抗係数 F との関係を測定した結果を示したものである。図より、粘土の場合には、空隙率が同じであっても ρ_w によって F は変化することおよび空隙水が海水 (比抵抗約 $0.3 \Omega \cdot m$)ではなく、 $5 \Omega \cdot m$ 以上の比抵抗を持つ地層水である場合には、 F の値は1~3程度となることがわかる¹⁴⁾。

図19 砂の地層比抵抗係数 F と透水係数との関係

表5 図19に示した実験に供した試料

記号	名 称	粒径範囲 (mm)	平均粒径 (mm)
S	豊浦標準砂	0.110 - 0.300	0.182
A	ガラスビーズ	0.105 - 0.297	0.177
B	ガラスビーズ	0.297 - 0.420	0.353
C	ガラスビーズ	0.297 - 0.710	0.449

このように、透水層である砂や礫や砂岩の比抵抗は地層水の比抵抗の3～6倍程度、従って、 $100 \sim 1,000 \Omega \cdot m$ 程度であり、難透水層である粘土、シルト、頁岩の比抵抗は地層水の比抵抗の1～3倍で、一般に $100 \Omega \cdot m$ 以下である。このことは帯水層調査に際して重要な事項である。

図19は表5に示した試料について求めた F と透水係数との関係を示したものである¹⁵⁾。

4. 物理探査による現位置弾性波速度の測定

地表に震源および受振点を配置して地下の地層の弾性波速度を測定する手法として、弾性波探査屈折法がある。この方法は地下の地層の弾性波速度がその層の上にある地層の弾性波速度より速い場合には、この層の境界面で臨界屈折した波動が再び地表に戻ってくるという現象を利用して、地下の弾性波速度を測定する方法であり、比較的浅い範囲の地下構造および弾性波速度を簡単に測定する方法なので、我が国において、防災、建設などの分野で最も多用されている方法である。この方法によって、地下の弾性波速度分布の概略を把握することができる。しかし、この方法は震源および受振点を地表のみに配置する方法であるから、当然その精度には理論的な限界がある。従って、屈折法によって得られた地下構造の断面図を見る場合には、この探査法の限界を常に念頭において地層境界面の位置や形状を検討するとともに、検出されない地下構造も存在していることを理解しておく必要がある。以下に最も簡単な地下構造について、その例を示すことにする。

弾性波探査屈折法の最も一般的な方法は地表に設定した測線の一端に震源を置き、測線上に多数の受振器を配置して、震源から波が出た瞬間から各受振器に波が到達するまでの時間、すなわち、走時を測定し、それと震源から受振点までの距離との関係を図示した走時曲線を解析して地下構造を求める方法である。いま、地表は水平で、地層境界面も平面で地表と平行であるという最も簡単な場合について説明する。点AおよびBを震源とし、その間に受振器を配置する屈折法探査で図20に示したような走時曲線が

図20 水平層構造の走時曲線

図21 図20に示した走時曲線が得られる異なった地下構造の一例

得られたとする。この図20のような走時曲線が得られる地下構造はただ一つではなく、いくつもの構造が存在する。すなわち図21(a)および(b)に示した異なった地下構造でも図20に示した走時曲線が得られる。この例から明らかなように、この測定によって得られた結果のうち、正しいものは、

- (1) 地表近傍に1,000 m/sの速度の地層がある。
- (2) 地下に5,000 m/sの速度を持つ地層が存在しており、その上面は平面とみなしうる。

の2点であり、5,000 m/sの速度を持つ地層の正確な深さも、その層と地表の1,000 m/sの速度の地層との間に他の速度の地層が存在するかどうかはわからない。

地表からの弾性波探査の次に実施される調査にボーリングがある。ボーリングによって地層の試料が得られるのみならず、ボーリング孔を利用して標準貫入試験を行うことによってN値が、孔内横方向載荷試験(LLTやKKTなどを利用)によって、現位置の弾性定数や変形係数を求め得る。また、ポアホールテレビやポアホールカメラ、インプレッションパッカーなどによって、岩盤の状態やき裂の様相を観測し得る。ボーリング軸に沿った方向の各地層の弾性波速度を正確に測定するために、ボーリング孔内に受振器を配置し、地表で起振する速度測定が行われる。地表のずれ振源(板たたきなど)を用いることによって、S波速度も正確に測定し得る。この測定を速度検層、P波とS波とを測定する場合にはP S検層と呼んでいる。この場合には受振器の設置間隔は普通1～2 m程度で、この区間の平均速度が測定される。さらに、波動の振幅を測定することによって、地層の波動減衰特性を表すQ値を測定することもできる。一方、発振子と受振子とを一つの装置内に組み込んだゾンデをボーリング孔内で移動させて速度を測定する方式を音波検層と呼んでいる。この場合には、20 kHz程度の周波数の波動を用い、測定区間は1 mが標準的である。また、S波専用のゾンデとして漂遊型S波検層ゾンデがある。

ボーリングを2本以上比較的近距离で穿孔し、ボーリング孔間の地層の速度を測定する方式として、孔間速度測定またはクロスホール測定と呼ばれる方式がある。この方式は片方のボーリング孔に振源を設置し、他の方に受振器を設置して、震源-受振点間の波動の伝播時間を測定するものであるが、速度検層によって、ボーリング孔を切る方向の地層境界面の位置や、ある程度の地下

図22 測定現場の状況と震源、受振点位置

構造が推定できて、レイトレーシングが可能な場合以外は、測定された伝播時間と震源-受振点間の距離から求められる速度は波動の伝播経路が未知であるために、見掛けの伝播速度となる。

調査区域を取り囲むように多数の震源と受振点を配置して多数の走時データを求めこれを電子計算機で解析してその区域内の弾性波速度の2次元分布を求める新しい探査法として弾性波速度トモグラフィがある。ボーリング孔内および地表に震源・受振点を配置することによってこの探査が実施可能となる。さらに波動の振幅や波形を測定すれば、波動の減衰特性であるQ値の2次元分布も求めることができる。減衰特性の2次元分布を求めるトモグラフィを減衰トモグラフィまたはQトモグラフィと呼んでいる。この方式の調査例として、図22に示した水平坑道を利用して行った結果を図23および図24に示す¹⁶⁾。図22には、震源および受振点の位置を数字を付した○印で示し、さらに、坑道壁面の観察によって得られた地質学的情報が記載されている。これらの図より、弾性波速度分布は地質学的情報とよく一致していることがわかる。このように、速度トモグラフィおよび減衰トモグラフィは非常に有効な手法であるが、その測定に際しては、通常の屈折法探査で要求される精度の10倍以上の精度で測定が行われなければならない。さらに、震源-受振点を調査領域を完全に囲むように配置できない場合には、検出することができない構造が存在することに注意する必要がある¹⁷⁾。

5. 現位置比抵抗の測定

現位置地盤・岩盤の比抵抗の測定には一般に電気探査比抵抗法が用いられる。

この方法は、まず、1組の電流電極と1組の電位電極を用いて大地の見掛け比抵抗を測定する。すなわち、電流電極を用いて大地にIアンペアの電流を流したとき、電位電極間の電位差がVボルトになったとすると、見掛け比抵抗 ρ_a ($\Omega \cdot m$)は、

$$\rho_a = 2\pi d (V/I) \quad \dots\dots\dots (9)$$

なる式で求められる。ここに、dは電極配置で定まる電極配置係数である。電流電極から大地へ流れ込んだ電流の大部分が流れる範囲内にある大地を等方・均質とみなすことができる場合には(9)式で求められる見掛け比抵抗の値は、その地層の比抵抗の値と一致する。

しかし、等方・均質とみなせない場合には、見掛け比抵抗の値はその範囲内に存在している地層の比抵抗と電極配置とに関係する値となり、地層の比抵抗とはならない。従って、電極間隔や測定位置を変えて、多くの測定を実施し、(9)式を用いて求めた見掛け比

図23 弾性波速度トモグラフィによって得られたP波速度の2次元分布

図24 減衰トモグラフィによって得られたQ値の2次元分布

抵抗の値を電子計算機を利用して逆解析しなければ、地下の比抵抗分布を求めることはできない。

当然のことながら、見掛け比抵抗の値をそのままプロットした比抵抗擬似断面や、見掛け比抵抗水平断面図などに示された見掛け比抵抗値およびその分布は地下の比抵抗値やその分布図ではない。

見掛け比抵抗の値から地層の比抵抗値を求める逆解析手法としては、古くから標準曲線を用いるカーブマッチング法が層構造の場合について、その概略を把握するために用いられているが、近年は非線形最小二乗法などを用いる電子計算機を利用する逆解析が主流である。

ボーリング孔が穿孔されると、ボーリング孔内に電極を入れて地層の比抵抗を測定する電気検層が有効である。

電気検層の場合、通常、電極間隔は40 cmまたは160 cmである。従って、地層の厚さが電極間隔よりかなり厚い場合には、電気検層によって得られた見掛け比抵抗の値は、その地層の比抵抗とほぼ等しくなる。

6. 結 言

地盤・岩盤の調査と評価に物理探査を適用する場合には、調査対象に適した探査計画の立案が最も重要である。この場合、探査目的と探査対象の検出に最も適した探査法の選択も重要であるが、必要なデータを得るに十分な測線配置、震源・受振点や電極の設置位置、設置間隔などの詳細な検討が必要である。また、複数の探査法を同一地域に対して適用し、異なった物理量で、その地域の特性を総合的に評価することも非常に有効である。いずれにせよ、物理探査は3次元的、かつ、遠隔的に地下構造を探索し得る唯一の方法であり、計測された物理量を用いて地盤・岩盤を評価

しうるので、地下空間開発には必要不可欠な技術であり、今後、ますます多方面での利用が期待される。

参 考 文 献

- 1) 物理探査学会編集・発行：「土と岩の弾性波速度－測定と利用－」，89頁，(1990)
- 2) 今井常雄・麓 秀夫・横田耕一郎：第4回日本地震工学シンポジウム論文集，89～95，(1975)
- 3) Imai, T. : Proceedings of 5th ICSMFE, 257～260, (1977)
- 4) 大久保彪・寺崎 晃：土と基礎，19，7，(1971)
- 5) 佐々宏一・劉 明治・杉本卓司：第6回岩の力学国内シンポジウム論文集，163～168，(1984)
- 6) Wyllie, M. R. J., Gregory, A. R. and Grardner, L.W. : Geophysics, 21, 1, 41～70, (1956)
- 7) 文献5
- 8) 渡辺俊樹・佐々宏一・芦田 譲・岸本宗丸：物理探査，42，2，75～81，(1989)
- 9) 吉川恵也・朝倉俊弘：鉄道技術研究所報告，No.1235，(1983)
- 10) Kaneko, K., Inoue, H., Sassa, K. and Ito, I. : Proc. 4th ISRM Congress, 2, 287～292, (1979)
- 11) 佐々宏一・南光宣和・渋谷隆雄：日本鉱業会誌，98，1135，927～931，(1982)
- 12) Archie, G. E. : Trans. AIME, 146, 54～62, (1942)
- 13) 茂木 透・佐々宏一：水曜会誌，20，1，100～108，(1983)
- 14) 茂木 透・本郷克巳・佐々宏一：物理探査，39，2，17～27，(1986)
- 15) 文献13
- 16) Watanabe, T. and Sassa, K. : Proc. 7th International Congress on Rock Mechanics, 1, 651～654, (1991)
- 17) Sassa, K. : Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 25, 6, 447～472, (1988)

■ ■ ■ ニ ュ ー ス

CMMI - The Council of Mining and Metallurgical Institutions

本会は1990年7月1日にCMMI学会の会員として認可され、東京大学井上外志雄教授がスコットランドのEdinburghのエディンバーク大学にて開催の総会に出席された。

その後CMMIとして世界の非鉄学会における国際会議日程の調整を事前にはかり、その重複をさけ、できるだけ各国会議に皆さんが出席可能にするため、今回“Minerals Industry Meetings”1992年7月(ISSN 0965-4372)が発行され、年度別の世界各国の会議日程表が発表され、次回は1993年1月に発表される。(詳細は本会へ)

CMMIのCongressが4年毎に開催されている。1990年7月にエディンバークで開催されたが、今後の会議日程は次の通りである。

1994 - The 15th Congress - Saimm 南アフリカ

Saimmの100周年記念

1998 - The 16th Congress - Cim - カナダ

Cimの100周年記念

Cmmi Distinguished Lecture

1990 - The Third Cmmi Lecture

Professor Anthony Kelly - Edinburgh Congress

1992 - The Fourth Cmmi Lecture

Cmmi会員学会は次の通りである。

*The Australasian Institute of Mining and Metallurgy
The Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum
The Geological Society of South Africa
The Institute of Materials
The Institution of Mining Engineers
The Institution of Mining and Metallurgy
The Minerals, Metals and Materials Society
The Mining, Geological and Metallurgical Institute of India
The Mining and Materials Processing Institute of Japan
The Society for Mining, Metallurgy and Exploration
The South African Institute of Mining and Metallurgy

(W)