

軟弱地盤における弾性波速度と力学特性

いま い つね お
今 井 常 雄*
よし むら まさ よし
吉 村 正 義**

1. ま え が き

近年、建築物の高層化あるいは土木構造物の長大化などにもとない、耐震設計上の問題として地盤の動的性質を明らかにすることの必要性がましてきた。また、常時振動荷重の作用する鉄道橋・道路橋の基礎、あるいは機械基礎などの設計に際しても、構造物と地盤の連成振動問題の検討を含め、動的 K 値という言葉に表わされるような地盤の動的性質の解明は、きわめて大事なことである。さらにまた、振動公害の予測と対策という見地から地盤の動的特性を把握することは重要といえよう。

このような問題に答えるための試みとして、これまでも試料による振動力学試験や各種のモデル実験および実物の振動試験などが行なわれてきた。さらに、常時微動測定もこの種の要請に答える一つの試みであったともいえよう。

そして、つまるところ上記の問題は、いずれも地盤の動的応答特性を定める問題に帰し、その基礎として地盤の弾性定数の評価が第一の出発点となる。この意味で、地盤の弾性波 (P 波および S 波) の伝ぱ (播) 速度を測定することはきわめて重要である。

以上の観点から、われわれは、第一段階として数年前から軟弱地盤における弾性波速度の測定法の確立につとめてきた。すなわち、測定方法としてボーリング孔を利用した検層法を試み、そのための孔中受振器 (京都大学狐崎長琅氏との共同開発によるもの) や一連の測定系の開発を行ない、数多くの実験および現場測定を重ねてきた。

この結果、土の土質工学的諸定数 (たとえば N 値) と弾性波速度との関連、土の動的力学特性と静的力学特性との関係などについて興味あるデータが得られた。

2. 弾性波速度の測定方法と測定装置

地盤の弾性波速度の測定は、従来、屈折法とよばれる方法によって行なわれるのが普通で、ダムやトンネルの

調査に数多く用いられてきた。しかし、これらの調査も振源の問題や観測波形における S 波位相の検出の困難さなどから、ほとんどが P 波による探査であった。

これに反して、軟弱地盤においては、調査例は少ないが、 S 波速度がより直接に土の強さに関する情報を与えるということから、いわゆる板たたき法による S 波の屈折法探査に研究の主眼がおかれ、測定法・測定計器も改良を重ねられ、比較的容易に S 波の測定ができるようになってきた。

しかしながら、屈折法は、地表に地震計を多数設置して、振源からの波の到達時間 (走時) を知り、この走時図をもとに、2, 3 の仮定をおいて地下の速度分布を解析する方法であるため、つぎのような適用上の制約をうける。

- (1) 地表から地下へ速度値が順次大きくなっていること。したがって、地表付近に速度の速い締った埋土、砂層などがあると、その下の軟弱層は検出し難く、とくに、軟弱層が中間に介在するときは、いわゆる Blind layer となって、全体の速度分布の決定が困難である。
- (2) 多層構造の場合、きわめて解析は複雑となり、解析結果は任意性に富む誤差の大きいものとなる。
- (3) 速度を知ろうとする深さの約 5~6 倍の長さの測線を地表に設ける必要があり、市街地などでは測定が不可能なことが多い。また、かりにその長さの測線をとることができても、 S 波の発振エネルギーに制約をうける現状では、波の減衰にともない遠方での S 波位相の確認が困難で、結果的に深い地層の速度の決定が難しい。

以上の制約をとりのぞき、どのような地盤であっても小面積の作業条件で、確実に P 波・ S 波の速度分布を決定するには、ボーリング孔を利用して孔内に設置した受振器で、振源からでた波をうけ、深さ方向の走時を直接測定する検層法がより有効といえる。

我々が開発し実施している速度検層法を模式的に示すと 図—1 のようである。

受振器は、狐崎が試作したものを改良し実用化したも

* (株) 応用地質調査事務所 計測課長

** (株) 応用地質調査事務所 計測課員

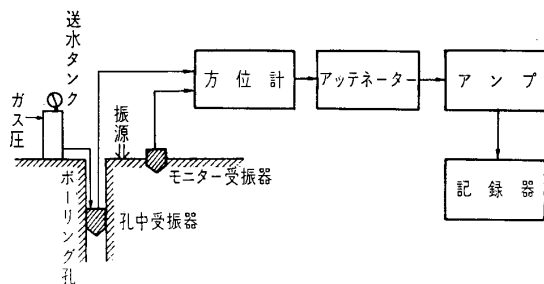


図-1 速度検層法の模式図

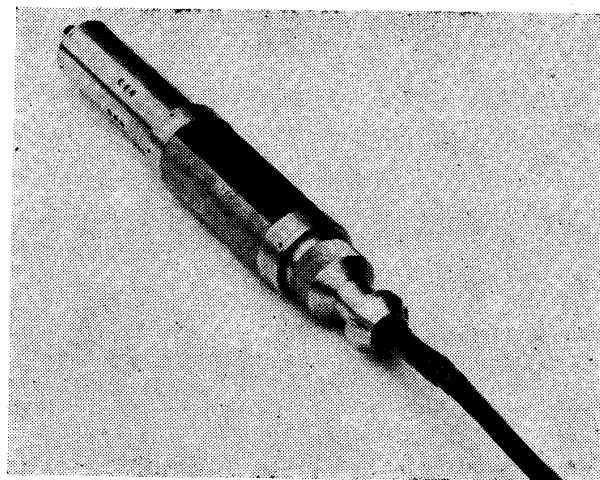


写真-1 速度検層用孔中受振器

表-1 受振器の特性

	換振器	ハイドロホン
固有周波数	28 c/s	
電圧感度	.48 V/kine	98 mV/bar
周波数特性	25 c/s 以上平タン	25 c/s 以上平タン
出力インピーダンス	215 Ω	300 Ω

ので、小型軽量化をはかり、全体の特性を向上させている。この受振器には、上下1成分、水平直交2成分の計3成分の地動をとらえる換振器と、孔内水圧の変化をとらえるためのハイドロホンが組み込まれ、さらに受振器の向きを知るための方位検出器がついている。そして、その全体を片面は剛板が、他面はゴムチューブがおおっている。このゴムチューブを水圧で膨脹させることにより、孔内の任意の深さに受振器を設置することが可能である。受振器全体の寸法は、外径 56 mm、長さ約 40 cm で、重さは約 3 kg である。最終的に完成したタイプの孔中受振器の外観を写真-1 にしめす。また、受振器の特性を表-1 にしめす。

測定は、適当な深さの間隔で受振器を順次移動させて繰返し行なう。発振源としては、板たたき法、重スィ落下、雷管爆発などを用いている。

このような検層法では、区間速度をもとめることはあまり適当でなく、地表からの波の伝パ時間と深さの関係、つまり深度～走時曲線を作成し、その傾斜から各層の速度が決定される。それゆえ、平均的速度として各層ごとに信頼性の高い値を得ることができるが、層が薄いとき（約 2 m 以下）は信頼度もおち、場合によってはその層を検出できないこともある。したがって、微細な速度変化を調べるには不適であるが、微細構造を平均化した大きな速度分布の決定にはきわめて有効である。

図-2 に記録とその解析結果の一例をしめす。これらは板たたき法によったもので S 波位相が明りょうに識別できる。この検層法の利点として、表面波による波形の乱れのないことは特記に値する。

3. 弾性波速度と土質

軟弱地盤において速度測定を行なったデータを通観すると、ほとんどの場合、P 波の速度分布は土質の違いや N 値などとあまり対応しない*。一方、S 波の速度は N

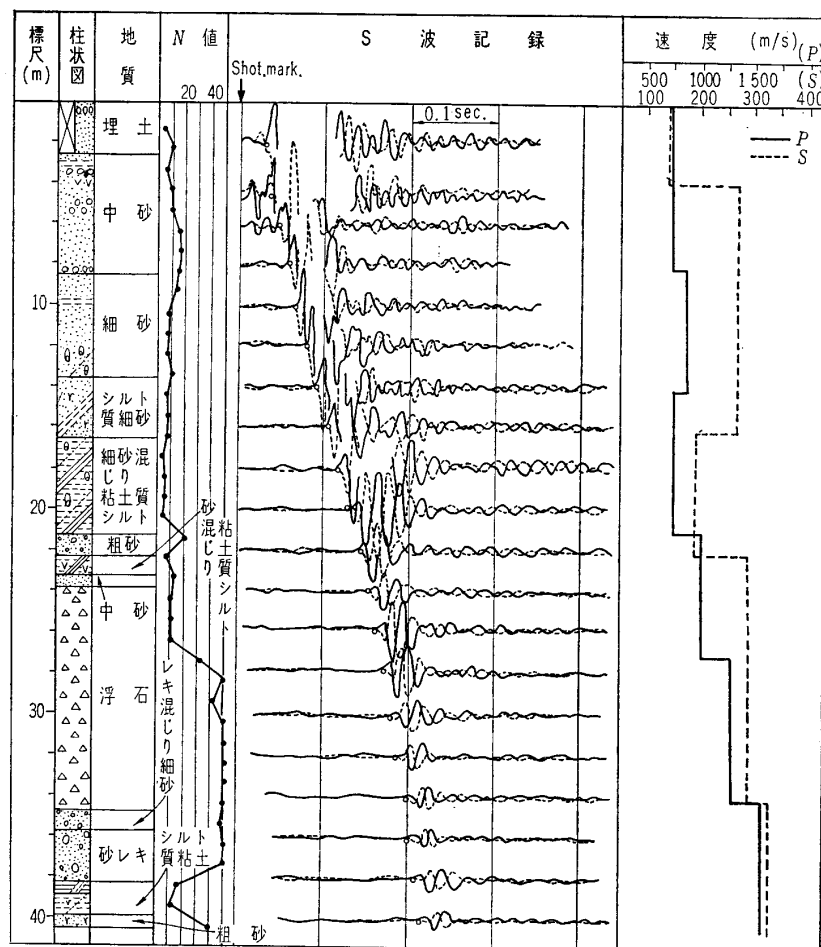


図-2 S 波検層記録と解析結果

値あるいは密度などと比較的良好な相関をしめす。

* P 波の速度は地下水位等に大きく支配され、水位下ではほとんど地盤の強弱といった度合とは無関係に一定値を示す傾向が大であるから。

図-3 は、東京都新宿区のローム台地での測定結果で、 S 波の速度分布は N 値や密度の分布と良く対応している。また図-4 にしめすように、地下水位が浅く水で飽和した砂地盤での測定結果では、 P 波の速度は地下水面以深で、一様に 1,640 m/s という値をしめすが、 S 波の速度は、4 層に分れ深くなるにつれ大

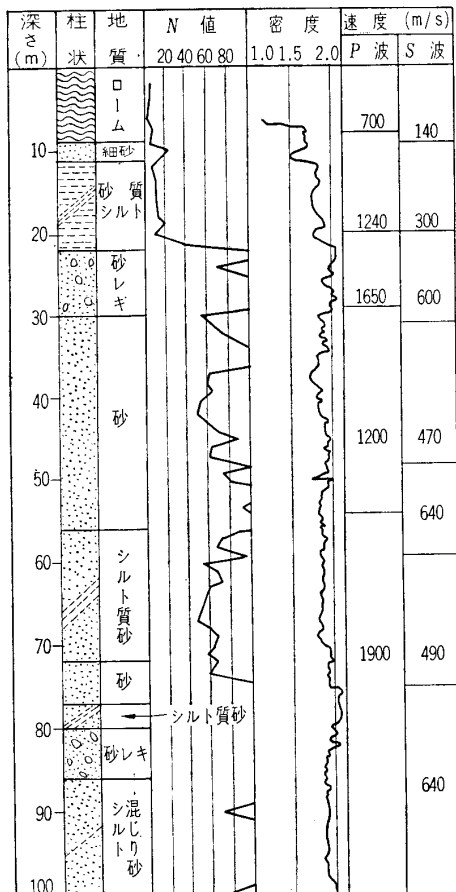


図-3 速度検層結果

なっており、この S 波の速度分布は N 値の分布と非常に良く対応する。

このように軟弱地盤の場合、 P 波の速度にくらべ S 波の速度はより直接的に土の力学的性質に結びついているといえよう。

さて、図-5 にこれまでの実測データを用いて、 S 波の速度 V_s と N 値の関係をしめす。ここに用いた

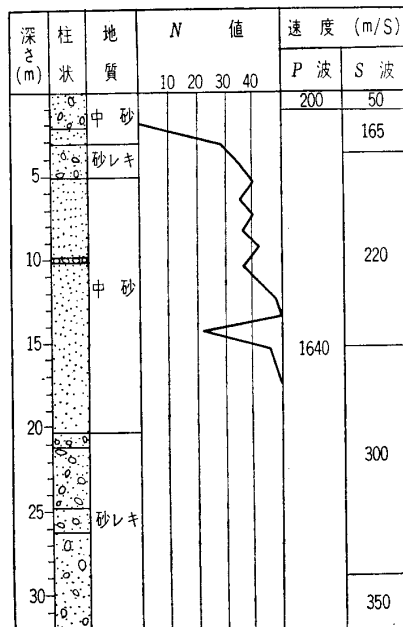


図-4 速度検層結果

N 値は、同一の速度層内での平均値をもってしめしており、したがってかならずしも整数ではない。また、50 以上の N 値は 50 回打ゲキ時の貫入量から 30 cm 貫入に要する打ゲキ数に換算したものである。

本図によれば、 S 波の速度 V_s と N 値とは両対数目盛ではほぼ直線関係にあるようにみえる。そこで、実験式

として

$$V_s = a \cdot N^b$$

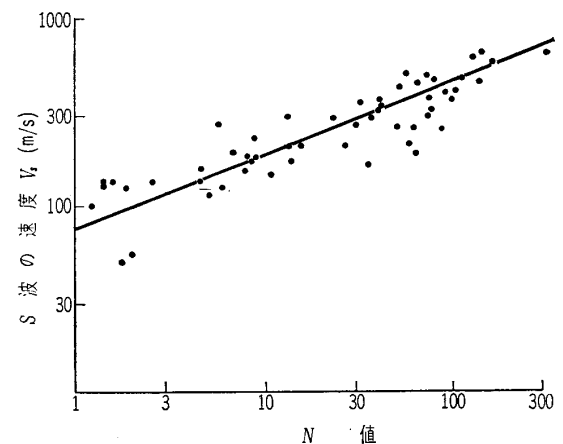
とおき、 a および b を最小自乗法できめると、

$$V_s = 76 N^{0.39} \text{ (m/sec)} \dots \dots \dots (1)$$

となる。

なお、図-5 では砂とか粘土などの土質の違いはいっさい無視してプロットしている。実際、土質によって S 波の速度と N 値との関係に違いがあるかどうかを調べてみたが、そのような傾向差はとくに認めることができなかった。このことは、地盤の粒度組成とは無関係に、 S 波の速度が主として地盤の硬軟に支配されていることを意味する。 P 波の速度についてはそう単純に土質とは結びつかず、土質の硬軟という要因のほかに、たとえば含水量・飽和度なども考慮しなければならないであろう。

図-5 にしめたデータは、ピート、粘土、シルト、砂、砂レキ、ロームなど軟弱地盤を構成するほとんどの土質を含んでおり、その大部分はポアソン比が 0.4~0.5 の範囲内で、体積弾性率にくらべ剛性率がいちじるしく小さな土質である。

図-5 S 波の速度と N 値の関係

4. LLT の測定データとの対比

良く知られているように、土の応力とヒズミの関係は一般に線形ではない。図-3 を得た地点での LLT 測定の結果を図-6 にしめす。LLT は、ボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験装置で、ゴムチューブでおおわれた鋼製筒をボーリング孔中にそう入し、地上の容積圧力計から圧力水を供給してゴムチューブを膨脹させ、孔壁地盤に載荷し、地盤の圧力と変形の関係を測定するものである。図-6 は、各深さごとに応力と変形ヒズミの関係を両対数方眼紙にプロットしたもので、この図にみられるように、応力 (p) とヒズミ (ϵ) との間にはつぎの関係が成立する。

$$p = A \cdot \epsilon^n \dots \dots \dots (2)$$

この指数 n の値は、測定深さごとに違うが、ほぼ 0.5~0.92 の範囲にある。すなわち、応力とヒズミは比例関係にない。一般に、 $n=1$ のときが弾性体である。

さて n の値は、微小ヒズミを対象とする弾性論という弾性体からのはずれをしめすもので、その媒質の力学的性質を反映したものといえることができる。そこで n とポアソン比 ν の関係を調べてみると、図-7 のようになる。ポアソン比 ν は P 波の速度と S 波の速度から計算でもとめたもので、同じポアソン比を有する層内の n の値は平均値を採用した。これだけの点では、データが不足で、定量的議論をするには問題があるが、あえてこの図から n と ν の関係を直線としてもとめると

$$n = 1.91 - 2.75\nu \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。(3) 式は、ポアソン比が 0.4~0.5 の範囲で定めたものであるが、かりにポアソン比の小さな範囲までこの関係を外ソウ(挿)するなら、 $\nu=0.33$ で $n=1$ となる。 n が 1 より大きくなるとは考えられないから、土の応力とヒズミの関係における指数 n とポアソン比 ν の関係を模式的にしめすと、図-8 のようになる。つまり、 $\nu \leq 0.33$ では $n=1$ となり、フックの法則にしたがう弾性体としてふるまう。 $\nu \leq 0.33$ の状態は、軟弱地盤の場合にはほとんど考えられず、岩盤の場合に相当するといえよう。

さて、以上のように考えると、地盤の力学的現象を、図-8 にしたがって軟弱地盤から岩盤まで統一的に取扱うことが可能となる。これは経験的にさほど無理ではないように思われる。しかし、図-8 のように、 $\nu=0.33$ のところに不連続点ができるのは自然現象として理解し難い面もあり、あるいは、 ν が小さくなるにつれ n が 1 に漸近するような曲線にあてはめるべきかも知れない。いずれにせよ、図-7 にしめした範囲内では、さしあたり n と ν の関係は (3) 式で表わすことができる。

土の応力とヒズミの関係が、(2) 式で表わされるとすれば、任意のヒズミにおけるみかけの弾性定数(弾性体とみなしたときの弾性定数) A' は 図-9 のように定義され、(2) 式と組み合わせてつぎのように表わされる。

$$A' = A \cdot \epsilon^{n-1}$$

すなわち、非線形現象を線形モデルにおきかえたときの、みかけの弾性定数 A' はヒズミの関数として変化することがわかる。いま、ヒズミ ϵ_0 のときのみかけの弾性定数 A_0' を知って、ヒズミ ϵ のときのみかけ弾性定数 A' をもとめると、さきの関係から

$$A' = A_0' \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^{n-1}$$

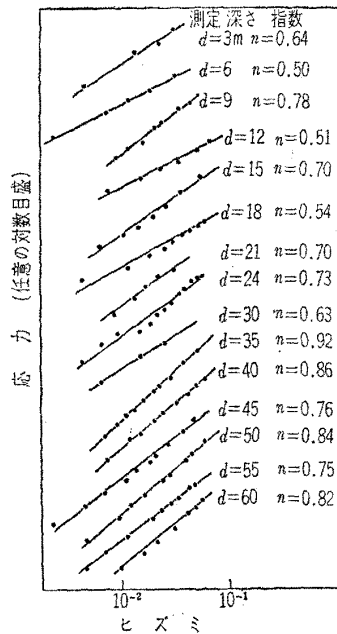


図-6 各深さごとの応力～ヒズミ曲線 (LLT 測定結果)

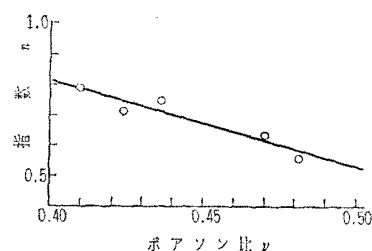


図-7 指数 n とポアソン比 ν の関係

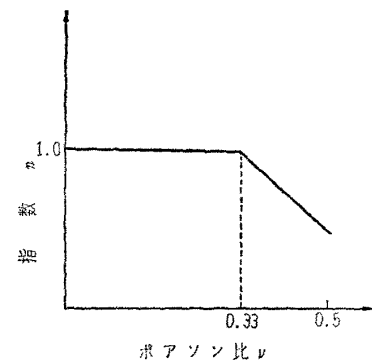


図-8 指数 n とポアソン比の関係 (模式図)

これに (3) 式を代入すると、

$$A' = A_0' \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^{0.91 - 2.75\nu} \quad \dots\dots\dots (4)$$

なお、みかけの弾性定数 A' を 図-9 のように定義せず、任意のヒズミにおける応力ヒズミ曲線の接線コウ配 $dp/d\epsilon$ で定義しても、 A' と A_0' との間に、(4) 式が成り立つことは自明である。

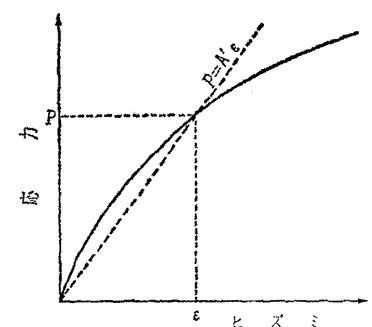


図-9 土の応力とヒズミの関係 (模式図)

さて、(4) 式は、土

のような媒質の荷重下変形の一般的記述とみることができ、各種の力学的試験によって得られるそれぞれのみかけ弾性定数の違いを統一的に説明するものといえよう。

ところで、ポアソン比 ν とヤング率 E および剛性率 G との間には、良く知られているように、つぎの関係が成立する。

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad \dots\dots\dots (5)$$

したがって、たとえ弾性定数がヒズミの関数として変化するとしても、ポアソン比は変わらない。すなわち、ポアソン比は対象とする地層ごとに固有のものであり、そのときどきの応力状態などには依存しない量と考えられる。

5. 動的弾性定数と静的弾性定数

弾性波速度からもとめた動的弾性定数と、LLT など

の載荷試験からもとめた静的弾性定数は一般に等しくない。岩盤の場合、動的ヤング率は静的ヤング率の数倍大きな値をとることが知られている。南雲は「岩盤を新鮮な部分と風化した部分の2種の弾性体が混在しているものとすれば、この数倍の違いは説明可能である」という。しかし、この考え方を軟弱地盤にそのままあてはめるのは無理なように思われる。

さきの図-3、図-6 にしめた例についていえば、弾性波速度から得た動的ヤング率は、LLT からもとめた静的ヤング率の数 10 倍ないし 100 倍程度大きい。

すなわち、動的弾性定数と静的弾性定数の違いは、硬い岩盤では小さく、軟弱な地盤ほど大きくなるといえよう。

このような現象の説明として、前述の土あるいは岩の応力～ヒズミ特性の非線形性を考えてみる。つまり、応力とヒズミの関係は(2)式で表現され、みかけの弾性定数はヒズミの大きさによって変わり、その変わり方はポアソン比によって違うとするのである。

さて、(4)式の A'_0 を静的弾性定数、 A' を動的弾性定数とみなして、図-3のデータを用いて動的ヤング率 E_d' から静的ヤング率 E_s' を算出してみると表-2のようになる。この表の E_s は図-6のLLTによる実測値である。なお、この計算では、弾性波のヒズミを実測しなかったため、動ヒズミと静ヒズミの比を、 $\epsilon/\epsilon_0=10^{-4}$ と仮定した。

表-2 動的ヤング率と静的ヤング率の比較

ν	E_d (kg/cm ²)	E_s' (kg/cm ²)	E_s (kg/cm ²)
0.481	7,000	12	47~78
0.470	4,600	110	62~230
0.424	20,000	1,600	510~690
0.409	11,600	1,400	600~670
0.436	21,000	1,300	520~730
0.464	13,400	360	460~630
0.436	23,000	1,400	640~700

ν : ポアソン比, E_d : 動的ヤング率

E_s' : E_d から(4)式により求めた計算静的ヤング率

E_s : 静的ヤング率(実測値)

普通、速度検層で観測する地動の振幅は数 μ から数分の1 μ 程度で、観測孔の半径(約4cm)に対しての比、すなわち動ヒズミ ϵ は約 10^{-4} ~ 10^{-5} 、一方、LLTによる載荷時の半径方向変位は数mmから数cm程度で測定孔の半径(約4.5cm)に対しての比、すなわち静ヒズミ ϵ_0 は、 10^{-1} と考えられ、結果としてヒズミ比 ϵ/ϵ_0 を 10^{-4} と仮定することはさほど不自然ではない。

表をみてわかるように、動的ヤング率 E_d と静的ヤング率 E_s とは1ケタないし2ケタ違っているが、動的ヤング率から(4)式を用いて換算した静的ヤング率 E_s' と実測 E_s とは、数倍の違いの範囲内で一致する。この程度の違いは、ヒズミ比を 10^{-4} と一律に仮定したこと

からも当然予想されるところであり、動的弾性定数と静的なそれとの関係が、実験式(4)により比較的良く説明できたといえよう。

6. S波速度とN値の関係についての考察

図-5にS波の速度 V_s とN値の関係をしめた。そして、これからこの両者の関係式として、(1)式を得た。しかし、これは単に両者の関係をべき関数としておいてみたということに過ぎず、実際にどのような関数で表わされるべきかについては触れなかった。この点について以下に検討してみたい。

いま、地盤の静的剛性率を G_s 、動的剛性率を G_d 、土の密度 ρ をとすると、

$$G_d = \rho \cdot V_s^2$$

また、ポアソン比 ν は

$$\nu = \frac{1 - 2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2}{2\left\{1 - \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2\right\}}$$

したがって、(4)式の関係から

$$\rho \cdot V_s^2 = G_s \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^{\theta(V_p, V_s)} \dots \dots \dots (6)$$

ただし

$$\theta(V_p, V_s) = 0.91 - \frac{1.38 \left\{1 - 2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2\right\}}{1 - \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2} \dots \dots \dots (7)$$

すなわち、動ヒズミと静ヒズミの比 ϵ/ϵ_0 と密度 ρ を与えれば、(6)および(7)式を用いて静的剛性率 G_s からS波の速度 V_s をもとめることができる。前と同様 $\epsilon/\epsilon_0=10^{-4}$ とし、密度 $\rho=1.7$ として計算すると、図-10のようになる。

一方、静的剛性率 G_s とN値との関係は図-11のようである。この図はさきの図-6のLLTのデータから、まず静的ヤング率 E_s をもとめ、(5)式を用いて静的剛性率に換算したものをしめている。データが少なく、これから G_s とNとの関係を定量的に評価することは困難であるが、あえて決めれば、

$$N = 0.7 G_s \dots \dots \dots (8)$$

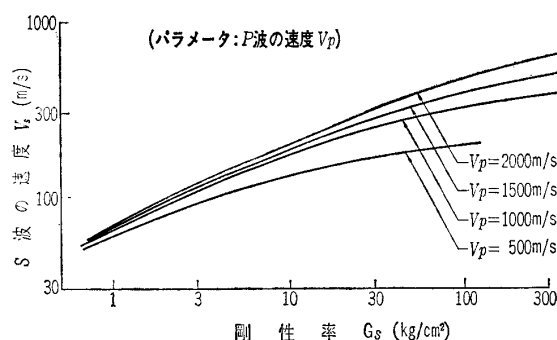


図-10 S波速度と静的剛性率の関係

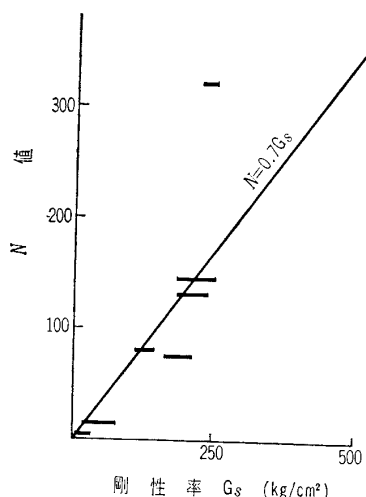


図-11 N 値と静的剛性率の関係

さて、(6) 式に (8) 式を代入すると、S 波の速度 V_s と N 値との関係が得られる。

$$\rho \cdot V_s^2 = \frac{N}{0.7} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{0.7(V_p, V_s)} \dots \dots \dots (9)$$

前と同様に、 $\rho = 1.7 \text{ g/cm}^3$ 、 $\varepsilon/\varepsilon_0 = 10^{-4}$ とし、P 波の速度 V_p をパラメータにとって、(9) 式から V_s と N の関係を計算すると、図-12 の実線のようにになる。図-5 にしめしたこれまでの実測データもあわせて・印で記した。計算値と実測値は比較的良く合っているようにみえる。

より厳密な議論をするなら、実測値は、パラメータの V_p 別にプロットし、そのうえで計算値との比較を行なう必要がある。しかし、この推算において、ヒズミ比を一律に仮定したことや、(7) 式の決定精度、さらには N 値そのものの精度などを考えると、あまり詳細な議論は無意味といえよう。それよりも、土の応力～ヒズミ特性を (2) 式で表わし、指数 n をポアソン比の関数として (3) 式で表わしたことから出発して得た、半実験式 (9) および (7) 式により、 N 値と S 波速度 V_s の関係をほぼ説明し得たことの方が重要である。つまり、より多くのデータの蓄積にともない、(4) 式または (9) 式などの定数はいろいろと変わり得るとしても、一応、 N 値と V_s との関係を上記の推論で説明し得たことは、逆に、出発点となった (2) 式および (4) 式の考えを裏付けているといえるのである。

7. あとがき

われわれは、数年来、孔中受振器を用いた速度検層法によりさまざまな軟弱地盤において弾性波の速度測定を行ってきた。また、ある現場では LLT による孔内の横方向載荷試験も同時に行なってみた。その結果、応力はヒズミの n 乗 ($n \leq 1$) に比例し、さらに、 n はその地盤のポアソン比 ν と (3) 式で関係づけられることがわかった。このことから、みかけの弾性定数はヒズミの

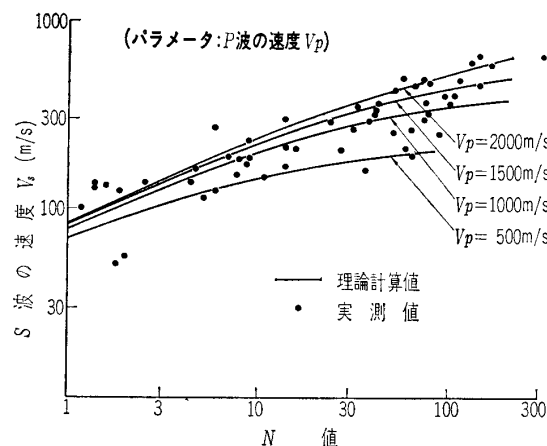


図-12 S 波速度と N 値の関係

関数として表わされ、あるヒズミにおける弾性定数を知って任意のヒズミの弾性定数を (4) 式でもとめることができる。またこの関係により、試験方法の違いによって生ずる、いわゆる動弾性定数と静弾性定数の違いが統一的に説明可能であることもおよそ明らかとなった。

一方、 N 値と S 波速度の関係は図-5 にしめしたとおりで、これは静的剛性率と N 値の関係 (図-11) および静的剛

性率と動的剛性率の関係——やはり (4) 式で与えられる——を用いて説明可能である。

本報告では、応力とヒズミの関係を (2) 式にしたがうとして現象論的に議論を進め、動的特性と静的特性とを結びつけてみた。しかし、そもそも微小ヒズミを対象とする弾性波動論あるいは弾性論と、有限ヒズミを対象とした土の一般的力学特性の記述としての (2) 式との関係をどのように考えるか、また、動的と静的の違いには、当然のことながら時間の要素が関係してくるはずで、単にヒズミの大きさの違いにのみ着目した上記の議論とどのような関連を有するか、さらに検討することも必要である。

いずれにせよ、地盤の力学的特性を静的応答から動的応答にまたがって統一的に把握し、設計上の要請に答えて行くためには、従来の種々の試験法に加えて、上述の弾性波速度測定データのかなり有益であり、この面からのアプローチもこの問題の重要な一側面をなすものと考えられる。

終わりに際して、この速度検層法の開発ならびに本稿のとりまとめについていろいろとご指導をいただいた、当社専務取締役陶山国男理博ならびに当社顧問東大名誉教授松沢武雄理博に厚く謝意を表す。また、実験・測定にご協力をいただいた当社浦和研究所ならびに東京事務所の諸氏に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 狐崎長琅：孔中固定式受振器による S 波の観測 (I)，物理探鉱，Vol. 20, No. 1, 1967 年 2 月
- 2) 宮川和志，今井常雄：地盤の振動特性について，第 2 回土質工学研究発表会講演集，1967 年 11 月
- 3) 今井常雄，吉村正義：軟弱地盤における弾性波速度測定の意義，第 4 回土質工学研究発表会講演集，1969 年 6 月
- 4) 土木技術者のための岩盤力学，土木学会，1966 年
- 5) 南雲昭三郎：動的静的ヤング率についての一考察，物理探鉱，Vol. 14, No. 3, 1961 年 9 月

(原稿受付，1969.7.31)