

# I-83 常時微動を用いた地盤のせん断弾性定数の推定

九州大学 工学部 正員 小坪 清 真  
佐賀大学 理工学部 正員 荒牧 軍 治  
九州大学 学生員 ○ 中尾 吉 宏

## 1. まえがき

杭基礎、井筒基礎などの地中構造物の耐震設計を合理的に行うには、地震時における地盤変形を推定する必要がある。しかし地盤の非線型の性質や地震波の複雑性のため実用的な計算法はまだ確立されてはいない。従来地震時挙動の推定のためには、弾性波による重複反射、表面波、そして常時微動等が用いられてきた。ここでは地盤表面又は地盤内における常時微動を測定し地盤の卓越周期のみならず地盤の動きの深さ方向の分布を推定し地盤の剛性の深さ方向の分布を決定しようとするものである。

## 2. 波動のパワースペクトル

時間 $t$ の関数 $f(t)$ をフーリエ積分で表わすと  $f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega) e^{i\omega t} d\omega$  (2.1)  $F(i\omega)$ : 周波数スペクトル  
パワースペクトルは  $\bar{a}(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} |F(i\omega)|^2$  (2.2)  $T$ :  $f(t)$ の継続時間  
よってパワースペクトルは周波数スペクトル $F(i\omega)$ の絶対値の平方即ち振幅の平方に比例する量である。しかも振幅のみに関係して位相には関係しない。従って周波数スペクトルのピークはパワースペクトルのピークから求められ、又振幅の深さ方向の比はパワースペクトルの平方根の比から得られる。

## 3. 多層地盤のせん断弾性定数

地盤の変位を $u$ 、せん断弾性定数を $G$ とすると深さ $z$ におけるせん断応力度では  $\tau = G \frac{du}{dz}$  (3.1)  
積分して  $\int_{u(0)}^{u(z)} du = \int_0^z \frac{\tau}{G} dz$  (3.2)  
 $i$ 層の下面に於いては  $\int_{u(0)}^{u(z_i)} du = \int_0^{z_i} \frac{\tau}{G} dz_i$  (3.3)  
 $i$ 層のせん断力はそれより上にある層の慣性力の総和であるから

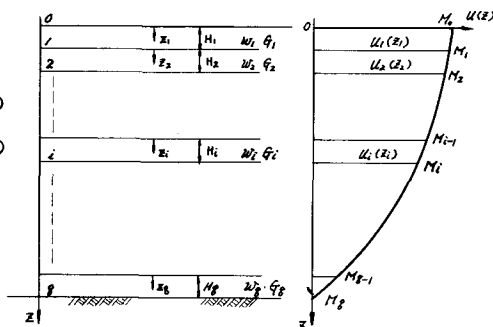


図1. 多層地盤と振動型

$$u_i(0) - u_i(H_i) = \int_0^{H_i} \left[ \int_0^{H_1} \frac{\rho_1}{G} n^2 u_1(z_1) dz_1 + \int_0^{H_2} \frac{\rho_2}{G} n^2 u_2(z_2) dz_2 + \dots + \int_0^{H_{i-1}} \frac{\rho_{i-1}}{G} n^2 u_{i-1}(z_{i-1}) dz_{i-1} + \int_0^{H_i} \frac{\rho_i}{G} n^2 u_i(z_i) dz_i \right] \frac{dz_i}{G} \quad (3.4)$$

座標を変換し  $G_i(z_i) = G_i(-定)$  とし、図の表示  $M_{i-1} = u_i(0)$ ,  $M_i = u_i(H_i)$  を代入すると

$$(M_{i-1} - M_i) G_i = H_i \cdot \sum_{k=1}^{i-1} \int_0^{H_k} \frac{\rho_k}{G} n^2 u_k(z_k) dz_k + \int_0^{H_i} \frac{\rho_i}{G} n^2 u_i(z_i) dz_i \cdot dz_i \quad (3.5)$$

右辺の第一項は  $i=1$  のとき 0

各層で  $n$  が一定と見做すと

$$(M_{i-1} - M_i) G_i = H_i \cdot \sum_{k=1}^{i-1} \frac{\rho_k}{G} n^2 \int_0^{H_k} u_k(z_k) dz_k + \frac{\rho_i}{G} n^2 \int_0^{H_i} u_i(z_i) dz_i \cdot dz_i \quad (3.6)$$

#### 4. 実験概要, 及び解析

オ 2 図で示される地盤にボーリングを行い, 地表とその孔の 4.0<sup>m</sup>, 9.0<sup>m</sup>, 14.0<sup>m</sup> の深さの点に加速度型地中地震計を設置し各深さに於ける常時微動を測定した。この記録(図.3)を基にスペクトル解析を行い卓越周期, 地盤の振動型, せん断弾性定数の深さ方向の分布を計算した。

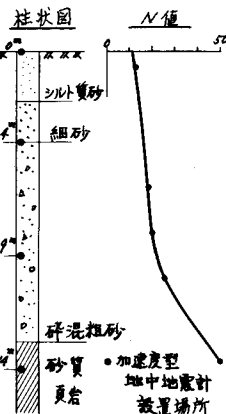


図2. ボーリング柱状図

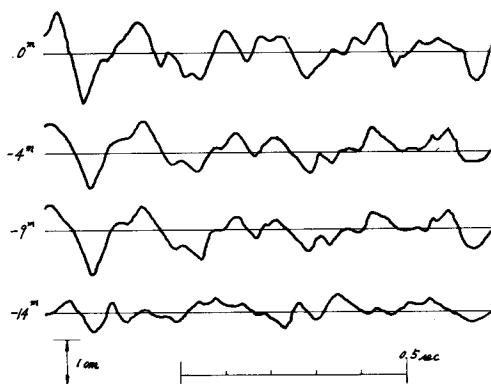


図3. 各深さに於ける実測記録

各記録をスペクトル解析すると

| 深さ(m) | スペクトル密度 | 振動型   | 理論(せん断弾性定数) |
|-------|---------|-------|-------------|
| 0     | 0.829   | 1.000 | 1.000       |
| 4     | 0.722   | 0.871 | 0.889       |
| 9     | 0.538   | 0.650 | 0.655       |
| 14    | 0.232   | 0.280 | 0.236       |

\* 一様地盤と仮定して計算した時の振動型

表1. 振動型

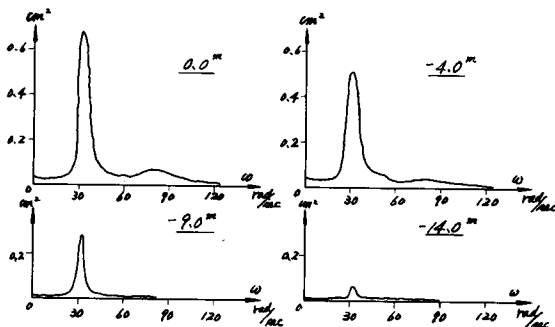


図4. パワースペクトル密度

上記の振動型を用いてせん断弾性定数を計算すると

|     |       | $\rho=0.18$ | $\rho=0.19$ | $\rho=0.20$ | $\rho=0.21$ |
|-----|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| オ1層 | $G_1$ | 16800       | 17800       | 18700       | 19700       |
|     | $V_1$ | 306         | 306         | 306         | 306         |
| オ2層 | $G_2$ | 20600       | 21700       | 22900       | 24000       |
|     | $V_2$ | 338         | 338         | 338         | 338         |
| オ3層 | $G_3$ | 22100       | 23300       | 24500       | 25700       |
|     | $V_3$ | 350         | 350         | 350         | 350         |

表2. せん断弾性定数 ( $\rho: \%$ ,  $G: \text{kg/cm}^2$ ,  $V: \text{m/sec}$ )

#### 5. あとがき

同一地盤で行った板圧法, 起振機による強制振動試験では, 各々  $V_2=200\%$ ,  $V_3=100\sim300\%$ ,  $G=7300\sim8600\%$  ( $\rho=1.8\sim2.1\%$ ) となった。常時微動を用いた方法による値が, 板圧法, 表面波試験より大きくなるのは微少な変形のため塑性の影響が入ってこなかったためではないかと思われる。今後はさらに数多くの実験を重ねせん断弾性定数の最も合理的な現地測定法を見い出さねばならない。

参考文献 小坪・山登「地震時における地盤変形の推定」

土木学会西部支部研究発表会 昭和45年2月

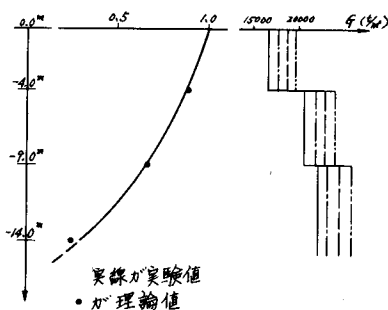


図5. 振動型とせん断弾性定数