

京都大学工学部 正員 後藤尚男

京都大学大学院 学生員 亀田弘行

1. まえがき 地表付近の軟弱層がかなりの厚さに及ぶ所では、一般に杭やケーソンで深い基礎工を造り、これに上部工を支持させることが多い。この場合、特に橋脚基礎のように、その奥行きに比べて深さが大きな構造物に地震力が作用するときには、支持層の地動のみでなく、基礎工をとりまく地盤内で変形された地震波の影響をも考慮すべきである。特に杭のように比較的たわみ易い基礎形式では、そこに生ずる曲げモーメントは、地盤内の各深さにおける地震波に位相差があるため、一様な地動を仮定する場合よりかなり大きくなるものと想像される。本研究は、かかる見地より、橋脚および基礎地盤を図-1のようなモデルに抽象して、その地震応答解析を行なうものである。このモデルにおける、質点の絶対変位を z_s とすれば、運動方程式は次式で与えられる。

$$m_s \ddot{z}_s + C \{ \dot{z}_s - f(x_i) \} + k_s z_s = \sum_{i=0}^3 u_i x_i(t) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに m_s , C , k_s , u_i はモデルが与えられれば定まる定数、 x_i は、点 2 , 3 , 0 , 1 , 2 , 3) における地動変位である。

2. ランダムな地震動に対する応答

地震加速度がエルゴード原理に従う定常確率過程であり、そのスペクトル密度は1自由度系の共振曲線に相似であるとする。ただしそのピークの高さは、Housner 博士の研究¹⁾および地表層の共振理論²⁾に基づいて仮定した。

この場合について解析した結果、質点の絶対加速度の2乗平均に対する剛体橋脚の絶対加速度の2乗平均の比 $M(\omega_g/\omega_n)$ が次式のように求められた。

$$M\left(\frac{\omega_g}{\omega_n}\right) = \frac{\sum_{i=0}^3 u_i u_i \int_{-\infty}^{\infty} \frac{[1 - (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2 + 4h_i h_i (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2] d\omega}{[1 - (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2 + 4h_n^2 (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2][1 - (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2 + 4h_i^2 (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2]}}{\sum_{i=0}^3 u_i u_i \int_{-\infty}^{\infty} \frac{[1 - (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2 + 4h_i h_i (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2] d\omega}{[1 - (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2 + 4h_i^2 (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2][1 - (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2 + 4h_i^2 (\frac{\omega_g}{\omega_n})^2]}}$$

ただし ω_n , h_n は橋脚の固有振動数および減衰定数、 ω_g は地表における地動の卓越振動数、 h_i は地盤中の点 i に関する定数である。上記積分の演算結果は複雑であるからここでは省略する。なお、剛性地盤では、図-1で $h_i \rightarrow \infty$ となり、そのときの $M(\omega_g/\omega_n)$ は、田谷見博士³⁾による1自由度系の場合の加速度伝達率に相当する。 $h_i = h_3 = 0.3$ に対する $M(\omega_g/\omega_n)$ の値を図-2に示した。この曲線は、モデルの諸定数の値いかににかかわらずほとんど一定値を示す。質点と地表面の絶対最大加速度比は、地盤内の地動が

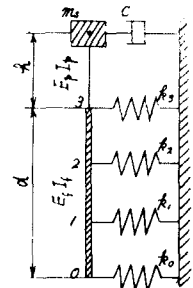


図-1 折動モデル

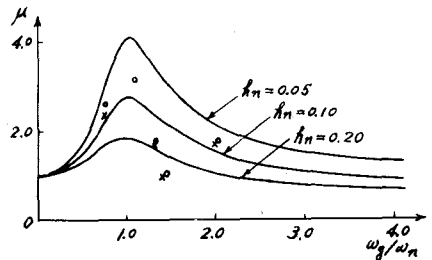


図-2

全く同位相であるとすれば近似的に同図の $M(\omega_1/\omega_n)$ で与えられるが、これらの位相が互に独立であるとすれば同図の曲線よりかなり大きくなることが予想される。しかし後述の実地震に対する数値計算の結果からすれば、上部構造の運動に関する限り、図-2の値を用いても太過なそうである。

3. 実地震に対する応答

基層からの入射地震波を $\psi(t)$ とすれば、金井博士によるセン断波の反復伝播理論を用いると、表層と基層の接触面よりの高さ z における地動 $Q_s(t)$ は次式で与えられる。

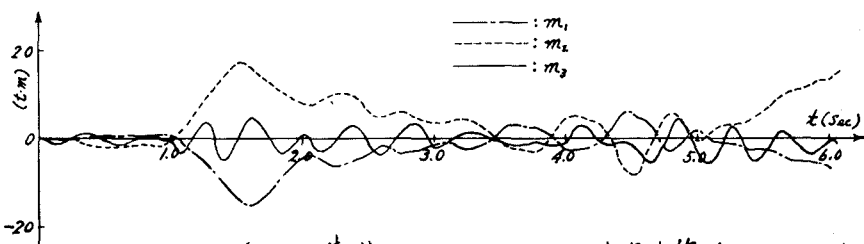
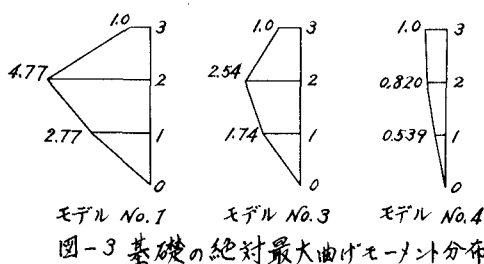
$$Q_s(t) = \frac{2}{1+\alpha} \sum_{k=0}^{\infty} \left(-\frac{1-\alpha}{1+\alpha}\right)^k \left[\psi\left(t - \frac{2k\alpha + 1}{v}\right) + \psi\left(t - \frac{2(k+1)\alpha - 1}{v}\right) \right]$$

ただし、 α は地表層と基層の振動インピーダンス比、 v は地表層中のセン断波の伝播速度である。

本研究では、 $\psi(t)$ として *Taft, Calif., 1952* の加速度記録の東西成分を用いて、図-1の地表層内の各点における地震動を求め、これを外力関数として式(1)を積分した。数値積分には *Newmark* の β 法を用い、各定数にはつきのような値を採用した。 $\alpha = 0.284$, $v = 160 \text{ m/sec}$, 地盤厚 $d = 20 \text{ m}$ (このとき地表層の固有周期は 0.5 sec)、構造物の減衰定数 $\alpha_n = 0.10$, 時間間隔 $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$ また使用した振動モデルは *No. 1, No. 2, No. 3, No. 4, No. 5* の5種で、その固有周期はそれぞれ 0.364 sec , 0.529 sec , 0.644 sec , 0.699 sec , 1.006 sec である。

得られた計算結果のいくつかを下图に示した。図-4の m_3 の時間的変化の様子は $\ddot{x}_s$ に、 m_2, m_1 のそれは $\ddot{x}_s - \ddot{x}_0$ に強く影響されていることがわかる。ここに m_i は、図-1の点 i における曲げモーメントである。このことから、図-3に見るように、上部構造の慣性力の影響が基礎に及び範囲は地表に近く近い部分までで、それより深い所では地動の位相差による曲げモーメントが支配的となり、その絶対値は静的な値よりかなり大きく、しかも最大曲げモーメントが生ずる位置はかなり下方に下がる場合もあることがわかる。図-2の○印は $|\ddot{x}_s|$ の最大値と地表の最大地動加速度 $|\ddot{x}_0|_{\max}$ との比、×印は $|m_i|$ の最大値と $|\ddot{x}_s|_{\max}$ に対する m_i の静値との比を示している。

数値計算は京大電子計算機KD C-Iによった。



- 1) G. W. Housner, P. C. Jennings: Generation of Artificial Earthquakes, Proc., ASCE, Vol. 90, EMI, 1964.
- 2) K. Segawa, K. Kanai: Decay Constants of Seismic Vibrations of a Surface Layer, Bull. Earthq. Res. (Inst.) Vol. 13, 1935.
- 3) 田治見宏: 耐震理論に関する基礎的研究, 東大生産技研報告, Vol. 8, No. 4, 1959.