

名古屋大学 正員 川本 龍夫
 " " 富樫 豊
 宅地開発公社 " 〇 朴谷 孝久

§1 序

一般に地盤の応力-ひずみ関係は、ひずみが $10^{-4} \sim 10^{-3}$ を越えると非線形を示すことは周知の通りである。地震が弱い場合は、地盤の最大ひずみは小さく、線形として扱っても良い結果が得られるが、地盤が特別に強い地震を受けた場合、地盤の力学的性質は非線形を示すようになり、従って、特にこの性質を考慮した解析を行なう必要がある。一般的に、地盤の応答量を評価するには、地震波のむつ不確定性を考慮して、数多くの地震入力に対し解析を行なわれなければならない。また、特に必要なのはパワースペクトルなどの統計量であって、応答の時間履歴はさほど必要としない。ところで、個々の地震に対する従来の直接応答計算は非常に時間と年間のかかる方法であまり適当とは思われない。そこで、ここでは経済的な観点に立って、より合理的な方法を示す。この方法は、非線形応答が等価線形系の応答のモデル結合によって近似的に表わされうるという仮定に基づいている。

§2 地盤のモデル化

対象とする地盤を集中質量法により多質点系に置換する。各質点は、Ramberg-Osgood構成法則に従うバネで結合されている。

非線形系の運動方程式は次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{z}_1 - P_1(z_2 - z_1) &= 0 \\ m_2 \ddot{z}_2 + P_{21}(z_2 - z_1) - P_2(z_3 - z_2) &= 0 \\ m_n \ddot{z}_n + P_{n1}(z_n - z_{n-1}) - \mu(z_n - z_n) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

z_i ; 質点の絶対水平変位, m_i ; 質点の質量

μ ; ダッシュポット定数, $P_i(\cdot)$; 復元力

ここでは、半無限弾性基盤を考慮して、基盤とその上の質点との間に基盤インピーダンスに等しい粘性定数、をむつ質量のないダッシュポットが導入されている。 z_n は基盤の変位を表わし、その加速度は滑らかなパワースペクトル密度(PSD)関数とむつ定常ガウス過程と仮定する。このPSD関数は次式で示される。

$$S_0(\omega) = \frac{K \left(1 + \frac{4a^2 \omega^2}{b^2} \right)}{\left[\left(1 - \frac{\omega^2}{b^2} \right)^2 + \frac{4a^2 \omega^2}{b^2} \right]} \quad \dots (2)$$

K ; スペクトルの強度係数

a, b ; スペクトル形状と基本振動数を規定するパラメータ

§3 非線形応答の又置

振動数 ω の定常調和振動を考え、応答のフーリエ級数の二次以降の項を無視すれば、式(1)の非線形復元力は等価粘性項と等価剛性項の線形結合で示される。

$$P_i(z_{j+1} - z_j) = d_{ij}(\dot{z}_{j+1} - \dot{z}_j) + k_{ij}(z_{j+1} - z_j) \quad (3)$$

等価粘性係数 d_{ij} と等価剛性係数 k_{ij} は次式で与えられる。

$$d_{ij} = \frac{k_{0ij}}{\omega} S_0(\Delta_{ij}) = \frac{k_{0ij}}{\omega} \left[\frac{1}{\pi \Delta_{ij}} \int_0^{2\pi} \frac{P_{ij}}{P_{ij}} (\Delta_{ij} \sin \theta) \cos \theta d\theta \right] \quad (4)$$

$$k_{ij} = k_{0ij} \left[C_{ij}(\Delta_{ij}) - k_{0ij} \left[\frac{1}{\pi \Delta_{ij}} \int_0^{2\pi} \frac{P_{ij}}{P_{ij}} (\Delta_{ij} \sin \theta) \sin \theta d\theta \right] \right] \quad (5)$$

ここで、 k_{0ij} はバネの初期剛性、 Δ_{ij} は質点間相対変位の最大振幅、 P_{ij} は基準復元力である。

(4)、(5)式から剛性と減衰が求まれば、等価系の厳密な増幅関数はフーリエ解析手法により計算され、モデル減衰係数は次式で近似される。

$$\eta_{ij} = \frac{1}{2} \frac{g_{ij}}{A_m(\omega_{ij})} \quad (6)$$

$A_m(\omega_{ij})$; 厳密な増幅関数

g_{ij} ; 表層の*i*次モードの刺激係数

表層の基盤に対する相対的なモデル増幅関数(近似的に次式で求まる。

$$\left| H_m^i(\omega) \right| = \left\{ \left[\sum_{n=1}^N \frac{g_{in} \omega^2 (\omega_n^2 - \omega^2)}{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + 4\eta_{in}^2 \omega_n^2 \omega^2} \right]^2 + \left[\sum_{n=1}^N \frac{2g_{in} \eta_{in} \omega_n \omega}{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + 4\eta_{in}^2 \omega_n^2 \omega^2} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

ω_{in} ; 等価線形系の固有円振動数

表層の相対変位(RD)の分散は次式で与えられる。

$$\sigma^2 = \int_0^\infty \left\{ \frac{S_{\sigma}(\omega)}{\omega^4} |H_m(\omega)|^2 \right\} d\omega \quad \dots (8)$$

RD応答が十分に狭帯域であると仮定すれば、RD応答の最大振幅は $\sqrt{2\sigma}$ で表わされる。

解析方法のフローチャートは図-1に示す。

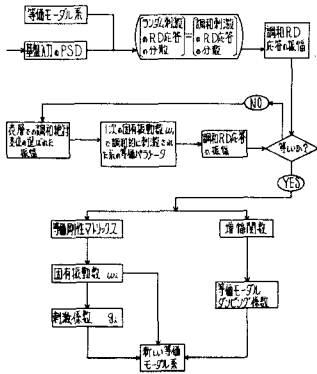


図-1 FLOW CHART

計算の収束は、固有円振動数とモード減衰係数によってチェックする。

§4 解析例と考察

対象とした地盤は図-2に示す。また、解析に用いた基準ひずみの値は表-1に、入力地震波のPSD関数の強度係数の値は表-2に示す。

$E_1 = 2.0 \times 10^5$, $\nu_1 = 0.2$, $G_1 = 1.5 \times 10^5$, $\alpha_1 = 0.02790$, $\rho = 1$
$H_1 = 1.5$, $\nu_1 = 0.2$, $G_1 = 1.5 \times 10^5$, $\alpha_1 = 0.03810$, $\rho = 1$
$H_2 = 1.2$, $\nu_2 = 0.3$, $G_2 = 1.7 \times 10^5$, $\alpha_2 = 0.01810$, $\rho = 1$
$H_3 = 1.3$, $\nu_3 = 0.3$, $G_3 = 1.8 \times 10^5$, $\alpha_3 = 0.01980$, $\rho = 1$
$H_4 = 1.4$, $\nu_4 = 0.3$, $G_4 = 1.9 \times 10^5$, $\alpha_4 = 0.02040$, $\rho = 1$
$H_5 = 1.5$, $\nu_5 = 0.3$, $G_5 = 2.0 \times 10^5$, $\alpha_5 = 0.02100$, $\rho = 1$
$H_6 = 1.7$, $\nu_6 = 0.3$, $G_6 = 2.1 \times 10^5$, $\alpha_6 = 0.02150$, $\rho = 1$

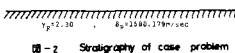


図-2 Stratigraphy of case problem

	1層	2層	3層	4層	5層	6層
①	2.0×10^{-5}	2.0×10^{-5}	3.5×10^{-5}	3.5×10^{-5}	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}
②	0.9	0.9	1.575	1.575	2.25	2.25
③	0.4	0.4	0.7	0.7	1.0	1.0

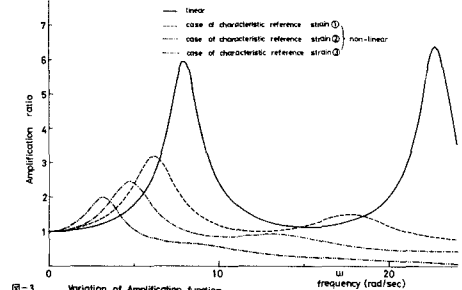
表-1 Characteristic reference strain

	Intensity factor
1	0.00077381
2	0.00154762
3	0.00773810
4	0.01547620

表-2 Intensity factor of input acceleration PSD

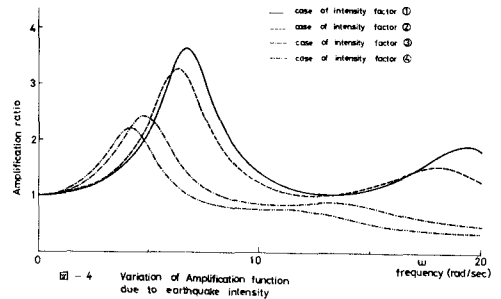
入力地震波のPSD関数の強度係数を一定にして、各層の基準ひずみを変化させて解析を行なった結果を

次の図-3に示す。



基準ひずみを小さくするほど、二次以降のピークが有減して、1次のピークだけが卓越してくる。また、弾性計算による結果と非常に違った結果を与えることから非線形解析の重要性は明らかである。

次に、各層の基準ひずみを一定にして、入力地震波のPSD関数の強度係数を変化させて解析した結果を図-4に示す。



強度係数を強くするほど、二次以降のピークが有減して、1次の固有振動数付近だけで共振することになる。

§5 結論

以上のことから、地盤特性や入力地震波の特性によって、系の固有振動数特性は非常に影響されることがわかる。従って、実際の系の固有振動数特性を正確に把握するためには、地盤特性や入力地震波の特性は厳密に測定される必要がある。また本方法は、直接応答計算に対して、各層の時間で済むから大変経済的である。以後の課題として、本方法の2次元問題への適用があるが、現在考慮中である。

【参考文献】 1) Jennings, 'Periodic Response of a General Yielding Structures', ASCE, EM2, 1964 2) 星谷勝: '確率論手法による振動解析', 鹿島出版社 3) Faccioli: 'Earthquake Response of Nonlinear Hysteretic Soil Systems', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 3, 1974