

地震動の振幅非定常モデルに関する一考察

徳島大学工学部 学生員 〇古川 智

銭 高 組 小林 功二

徳島大学工学部 正会員 沢田 勉

1. まえがき 確率論的に地震荷重を表現する場合、地震波形のモデル化が必要である。すなわち、地震動の母集団の支配則として、パワースペクトル密度関数、継続時間、振幅の非定常性を表わす確定強度関数などがモデル化される。それらを入力の場合の線形系構造物に対する応答の確率量は、理論的にその値を定めることが可能である。しかし、応答解析の対象として非線形系を考えると、一般には数値積分を行わねばならない状況であり、模擬地震波形の時刻履歴を陽に表わす必要がある。従来より地震動確率モデルとして用いられている振幅非定常モデルでは、そのパワースペクトル密度関数が支配則として与えたもの異なる。本報告では、この点に着目し、振幅非定常モデルの修正を試み、弾性、および弾塑性応答スペクトルによりその精度を定量的に評価した。

2. 修正振幅非定常モデル 振幅非定常モデルでは、支配則としてパワースペクトル密度関数と確定強度関数を与える必要がある。本報告では、単一の実地震動からこれらの支配則を設定する。しかし、その背後にはこの実地震動がある母集団の1標本記録であり、母集団の特性を有するものとする。また、確定強度関数は、短時間移動平均法により、実地震記録 $\chi(t)$ の非定常2乗平均値の平方根として決定した。したがって、適切な平均時間 Δt の選定には、標準誤差と偏り誤差との妥協が含まれる。確定強度関数 $\zeta(t)$ は、次式から求められる。

$$\zeta(t) = \sqrt{\frac{1}{\Delta t} \int_{t-\Delta t/2}^{t+\Delta t/2} \chi^2(t) dt} \quad \Delta t: \text{平均時間} \quad (1)$$

つぎに、実地震動をフーリエ解析すると、フーリエ振幅スペクトル $|C_n|$ 、フーリエ位相スペクトル θ_n が得られる。

$$\chi(t) = \text{Re} \left[\sum_{n=0}^{N/2} C_n e^{j\omega_n t} \right] = \text{Re} \left[\sum_{n=0}^{N/2} |C_n| e^{j(\omega_n t - \theta_n)} \right] \quad (2)$$

このフーリエ振幅スペクトル $|C_n|$ のみを支配則とし、フーリエ位相スペクトルをランダム量とすると次式の定常モデルを得る。

$$\chi_s(t) = \text{Re} \left[\sum_{n=0}^{N/2} |C_n| e^{j(\omega_n t - \theta_n')} \right] \quad \theta_n': 0 \sim 2\pi \text{の - 様乱数} \quad (3)$$

定常モデルに上で述べた確定強度関数をかけることにより、振幅非定常モデルは次のようになる。

$$\chi_e(t) = \zeta(t) \chi_s(t) = \zeta(t) \text{Re} \left[\sum_{n=0}^{N/2} |C_n| e^{j(\omega_n t - \theta_n')} \right] = \text{Re} \left[\sum_{n=0}^{N/2} |C_n| \zeta(t) e^{j(\omega_n t - \theta_n')} \right] \quad (4)$$

上式において、 $|C_n| \neq |C_n'|$ であり、 $\chi_e(t)$ のフーリエ振幅スペクトルは支配則として与えたもの異なる。そこで $\chi_e(t)$ のフーリエ振幅スペクトル $|C_n| \zeta(t)$ を元の $|C_n|$ で置換し、フーリエ位相スペクトル θ_n' はそのままとして逆変換することにより、次の修正振幅非定常モデルを得る。

$$\chi_e(t) = \text{Re} \left[\sum_{n=0}^{N/2} |C_n| \zeta(t) e^{j(\omega_n t - \theta_n')} \right] \quad (5)$$

このようにして作成した修正モデルのフーリエ振幅スペクトルは、支配則としてのそれと一致し、また、確定強度関数も位相差分布の概念からほぼ一致する。位相差分は式(4)のフーリエ位相角 θ_n' の差分 $\Delta\theta_n'$ であり、これと式(1)の $\zeta(t)$ はほぼ1対1に対応し、差分 $\Delta\theta_n'$ の分布と確定強度関数 $\zeta(t)$ は、類似の形をしている。

3. 解析結果 本報告では比較のために、定常モデル、振幅非定常モデルを用いた解析を行った。図1、2には、解析に使用した実地震波形と確定強度関数を示した。なお、確定強度関数の決定において、移動平均時間は $\Delta t = 1.0 \text{ sec}$ とした。

A.) 弾性最大応答 EUREKA, HOLLISTER地震を対象として、それぞれ20波の模擬地震動を発生させ、減衰定数 $\lambda = 0.05$ の平均加速度応答スペクトルを求め、図3、4に示した。図中の4本の曲線は、次のスペクトルに対応する。実線: 実地震の加速度応答スペクトル, 破線: 定常モデルの平均加速度応答スペクトル,

点線：振幅非定常モデルの平均加速度応答スペクトル、
 一点鎖線：修正非定常モデルの平均加速度応答スペクトル、
 修正非定常モデルの平均加速度応答スペクトルは、

全周期にわたり実地震動のものによく一致する。振幅非定常モデルは、修正非定常モデルに比較して長周期部で大きくなる傾向が強い。これは、応答スペクトルを地震動のフーリエ振幅スペクトルに共振倍率を乗じたものと考え、長周期部での地震動のフーリエ振幅スペクトルのバラツキが応答スペクトルに大きく表われるためである。したがって、フーリエ振幅スペクトルを支配則のものに一致させた修正モデルでは、振幅非定常モデルに比較して長周期部でよい一致をみる。

図5, 6には変動係数を示した。ここで、実線、点線、一点鎖線はそれぞれ定常モデル、振幅非定常モデル、修正非定常モデルに対応する。図より振幅非定常モデルに比較して修正非定常モデルの変動係数は、かなり小さい値をとる。

b.) 弾塑性最大応答 非線形履歴ループの1つの例として、bi-linear型を設定し、粘性減衰は $\lambda=0.05$ 、降伏塑性率は $\alpha=1/50$ 、降伏変位は $\alpha_y=T_0$ (T_0 :固有周期)とした。入力レベルは、最大加速度を 300 cm/s^2 に修正し、変位応答スペクトルを求め図7, 8に示した。図中の二点鎖線は、降伏変位を示す。図より、修正非定常モデルの応答値は、振幅非定常モデルに比較するとよい傾向を示すが、短、長周期部で弾性

4. 結論および考察

本報告で考えた修正振幅非定常モデルは、従来の振幅非定常モデルと比較して、長周期部において応答値が実地震動のものによく一致する。実地震のスペクトル値は、模擬地震波群の応答値の平均スペクトル値から標準偏差値の二倍の領域にほぼ含まれる。しかも、変動係数が小さく、応答の再現性が高いといえる。

参考文献

- 1). 大崎, 他: 地震波の位相特性とその応用に関する研究, 日本地震工学シンポジウム, No.26, 1978年11月
- 2). 久保, 鈴木: 地震動の模擬作成とその応答解析への応用, 日本建築学会論文報告集, No.275, 1979年1月

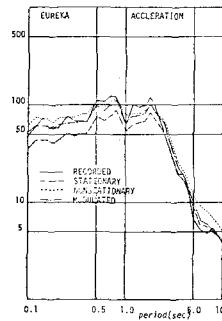
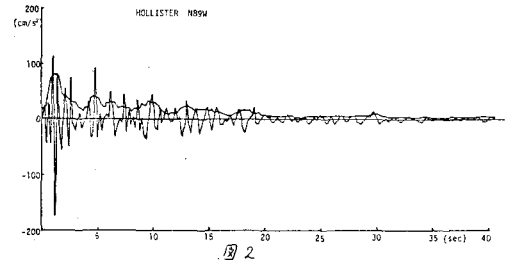
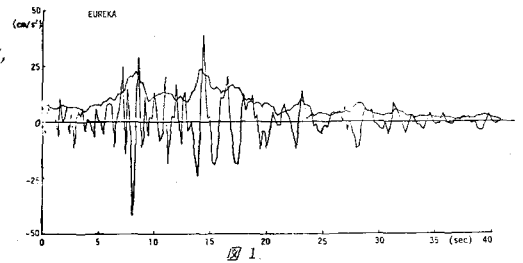


図 3

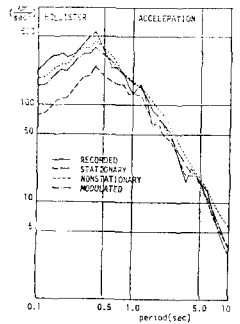


図 4

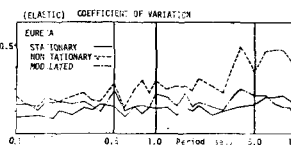


図 5

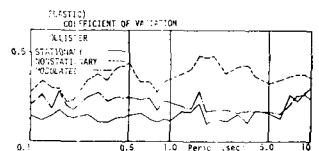


図 6

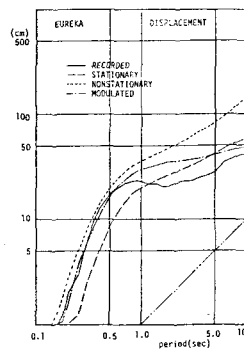


図 7

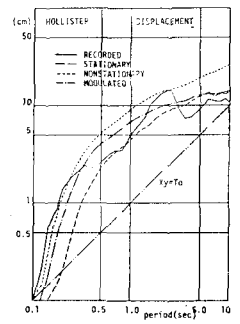


図 8