

(15) 地震動の工学モデルに関する一考察

—非定常型モデルと等価な振幅変調型モデルの妥当性について—

京大工学部 亀田弘行, 杉戸真太, 京大大学院 ○亀井紀幸

1. はじめに

重要構造物の耐震設計においては、安全性照査のための動的解析が行われるが、ここでは振幅は時間的に変化するがスペクトル特性は変化しない振幅変調型モデルが地震動モデルとして用いられることが多い¹⁾。しかし、実際の地震動では、振幅のみならずスペクトル特性も変化する。そこで、地震動の持つ一般的な性質であるスペクトル特性の非定常性を有したシュミレーションモデルが提案されている²⁾。これを非定常型モデルと呼ぶ。非定常型モデルは、地震動のもつ非定常特性を再現でき、振幅変調型モデルに比べ、より実地震動に近いものであるが、それだけモデルが複雑になる。本研究では、非定常スペクトルと等価なパワースペクトルについて考察し、振幅変調型モデルの妥当性について検討する。

2. 非定常型モデルから振幅変調型モデルへの変換

(1) 概説

非定常特性を有する地震動は非定常パワースペクトル $G_x(t, 2\pi f)$ を用いて表現できる。また、非定常パワースペクトルの時間特性を、強度パラメータ $\alpha_m(f)$ 、時間パラメータ $t_s(f)$ 、 $t_p(f)$ を用いて次式でモデル化する。

$$\sqrt{G_x(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & ; 0 < t < t_s \\ \frac{\alpha_m(f)\{t - t_s(f)\}}{t_p(f)} \cdot \exp\left\{1 - \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)}\right\} & ; t_s \leq t \end{cases} \quad \dots (1)$$

非定常パワースペクトルのモデルの概略図を図-1に示す。非定常パワースペクトルがそのピークに達する時刻 $t_{pm}(f)$ は、次式により得られる。

$$t_{pm}(f) = t_s(f) + t_p(f) \quad \dots (2)$$

振幅変調型モデルについては、非定常型モデルの特殊な場合と考え、スペクトル特性をやはり式(1)でモデル化する。そのモデルパラメータを以下に述べる方法によって決める。まず、図-2(a)に非定常型モデルによる非定常

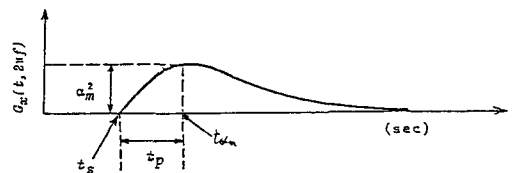
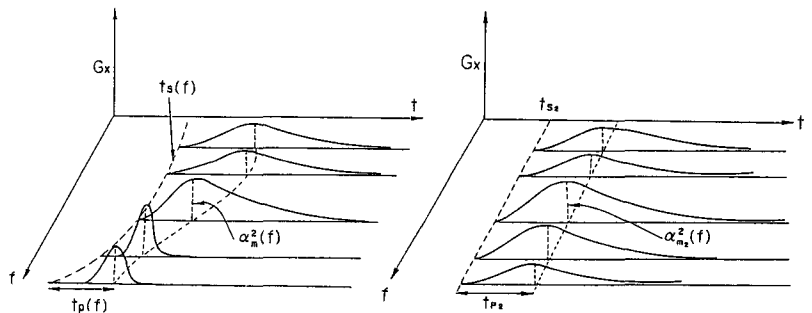


図-1 非定常パワースペクトルの概略図³⁾

パワースペクトルを模式的に示す。振幅変調型モデルは、図-2(b)のように $t_s(f)$ 、 $t_p(f)$ が f によらず一定である場合に相当する。そこで、振幅変調型モデルの時間パラメータを t_{s1} 、 t_{p2} とする。一方強度パラメータは f の関数であり、これを $\alpha_{m1}(f)$ で表す。振幅変調型



(a) 非定常型モデル (b) 振幅変調型モデル
図-2 非定常型及び振幅変調型モデルにおける非定常パワースペクトルの概略図

モデルのモデルパラメータ $\alpha_{m_2}(f)$, t_{s_2} , t_{p_2} をどのように決めるかにより, 非定常型モデルから, 振幅変調型モデルへの二段階の変換を考えた。以下, (2), (3)にそれぞれの変換について述べる。

(2)第1次変換(パワー適合)

第1次変換として, 振動数ごとのパワーが非定常型モデルに一致するように変換する。まず, 非定常パワースペクトル $G(\alpha, 2\pi f)$ を振動数 f で積分することにより, 非定常二乗平均強度 $\alpha^2(t)$ を求める。この $\alpha^2(t)$ に対し, その立ち上がり時刻 t_{s_2} , 継続時間 t_{p_2} を非定常スペクトルのモデル化で用いた方法²⁾と同様にして求める。振幅変調型モデルの強度パラメータ $\alpha_{m_2}(f)$ は, 非定常型モデルと各振動数の成分波のパワーが等しくなるように決める。すなわち, 非定常パワースペクトルと時間軸で囲まれた面積は, 各振動数のパワーを表しているから, $\alpha_{m_2}(f)$ は非定常型モデルの $\alpha_m(f)$, $t_p(f)$ を用いて次のように得られる。

$$\alpha_{m_2}(f) = \alpha_m(f) \sqrt{t_p(f)/t_{p_2}} \quad \dots (3)$$

以上より, 振幅変調型モデルのモデルパラメータ $\alpha_{m_2}(f)$, t_{s_2} , t_{p_2} が決まり, 模擬地震動波形を発生させることができる。

(3)第2次変換(応答スペクトル適合)

第1次変換の振幅変調型モデルの $\alpha_{m_2}(f)$ を調節して, 線形応答スペクトルが非定常型モデルと一致するようにする。非定常型モデルから得られた模擬地震波の応答スペクトルを $S_{AE}(f)$, 振幅変調型モデルによる模擬地震波の応答スペクトルを $S_{AA}(f)$ とし, 強度パラメータ $\alpha_{m_2}(f)$ にこれらのスペクトルの比を乗じて補正する。補正後の強度パラメータを $\alpha'_{m_2}(f)$ とすると,

$$\alpha'_{m_2}(f) = \alpha_{m_2}(f) \cdot R(f) \quad \dots (4)$$

$$\text{ただし, } R(f) = S_{AE}(f) / S_{AA}(f) \quad \dots (5)$$

こうして求められた $\alpha'_{m_2}(f)$ と t_{s_2} , t_{p_2} を用いて模擬地震波を発生させ, その応答スペクトルを求める。求めた応答スペクトルが $S_{AE}(f)$ と適合しないものであれば, (4)式により $\alpha_{m_2}(f)$ に補正を行う操作を繰り返す。こうして得られた模擬地震波を応答スペクトル適合地震波とする。

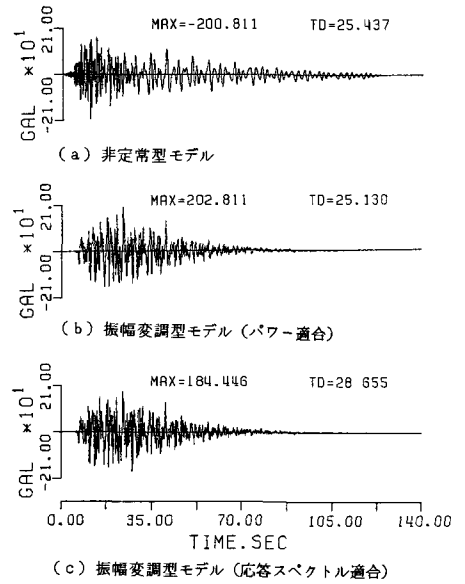


図-3 非定常型及び振幅変調型モデルによる
実地震動のシュミレーション
(1968年十勝沖地震, 青森S-235 N-S)

3 非定常型モデルと振幅変調型モデルの比較

(1)概説

非定常型モデルと振幅変調型モデルについて, 変換によるパラメータの変化, 各々の模擬地震波による構造物の応答諸量を比較する。非定常型モデルとして, (a)実地震動, (b)工学的基盤面での非定常地震動予測モデル⁴⁾を用いる。(a)では個々の記録ごとの対応を, (b)ではマグニチュードと震央距離が与えられた場合のモデルパラメータの平均的な傾向をみる。

(2)実地震動による検討

ここでは, 実地震動として, 1968年十勝沖地震(マグニチュード7.9)の青森(震央距離247km)での記録(S235 N-S)を用いた結果を示す。図-3に, 実地震動から

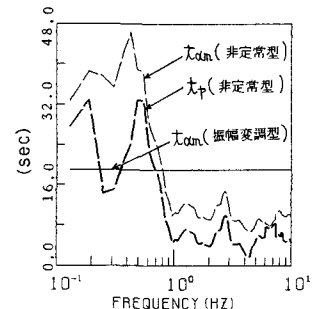


図-4 時間パラメータ
(1968年十勝沖地震, 青森S-235 N-S)

直接非定常スペクトルをモデル化した(a)非定常型模擬地震波形, (b)振幅変調型模擬地震波形(パワー適合), (c)振幅変調型模擬地震波形(応答スペクトル適合)を示した。また, 図4に時間パラメータ $\alpha_m(t)$, $\alpha_p(t)$, 図5に強度パラメータ $\alpha_n(t)$, 各振動数ごとの両モデルのパワーの比の平方根 $RB_2(f)$, 降伏変位スペクトル, 単位重さ当たりの履歴エネルギーを示した。 $RB_2(f)$ は次式により得られる。

$$RB_2(f) = \alpha_{m2}(f) / \alpha_n(f) \quad \dots (6)$$

$RB_2(f)$ が高振動数で1.0より大きくなっているのは, 高振動数領域で $\alpha_p(f)$ が短く, $\alpha_m(f)$ が大きい非定常パワースペクトルが, 第1次変換により, α_{p2} が長く $\alpha_{m2}(f)$ が小さい非定常パワースペクトルに変換されたため, 応答スペクトルが小さくなる。そこで, これを補うために $\alpha_n(f)$ を増大する必要あることを示している。また, 低振動数域では逆のことが言える。これを図3の地震動波形でみる

と, 非定常型モデルで低振動数の成分波が非常に遅れて発生するのに対し, 振幅変調型モデルではどの振動数の成分波も同時に発生している。応答をみると, 降伏変位スペクトルは比較的一致しているのに対し, 履歴エネルギーは低振動数領域で異なっている。両モデルで, 線形応答が一致していることから, 同じじん性率を与える降伏変位はほとんど異なるないが, 一方, 履歴エネルギーはとくに低振動数領域で継続時間の長い非定常型モデルの方が大きくなるものと考えられる。

以上は, ここで取り挙げた強震記録のように, 継続時間が長く, 非定常性が強く現れている地震動にみられる特徴と考えられる。

(3) 工学的基盤面での模擬地震動による検討

地震動の非定常特性は, 一般に地震規模(マグニチュードM)や震央距離(A)に大きく影響されると考えられる。文献4, 5)による非定常地震動の予測モデルにより, 種々のM, Aに対する地震動を算出し, (2)で行ったのと同様の解析を行う。これより, 両モデルの差をM, Aとの関係を検討する。(a)M=6.5, A=50km, および(b)M=8.0, A=200kmに対する非定常型モデルと振幅変調型モデル(応答スペクトル適合)の模擬地震波を算出した。ここでは, 上記(a), (b)の組合せに対して初期位相を変化させて模擬地震波を各々10成分ずつ発生させ, 各パラメータを相乗平均したものを比較することにより, 一般的な特性を検討した。図6に, 時間パラメータ $\alpha_m(t)$, $\alpha_p(t)$, 各振動数ごとのパワーの比の平方根 $RB_2(f)$, 強度パラメータ $\alpha_n(f)$, 降伏変位スペクトル, 単位重さ当たりの履歴エネルギーをマグニチュード, 震央距離別に示した。

(a)M=6.5, A=50kmの場合において, $\alpha_p(f)$ が長い低振動数領域では, 第1次変換により, $\alpha_p(f)$ から α_{p2} に短くなり, 強度パラメータ $\alpha_n(f)$ は, $\alpha_n(f)$ から $\alpha_{n2}(f)$ に大きくなる。そのため, その振動数における応答スペクトルが大きくなる。そこで, 第2次変換により, $\alpha_{n2}(f)$ を $\alpha_{n2}(f)$ に小さくする。そうすると, その振動数のパワーは小さくなる。それを示したのが $RB_2(f)$ である。また, (b)M=8.0, A=200kmの場合においては, 第1次変換に

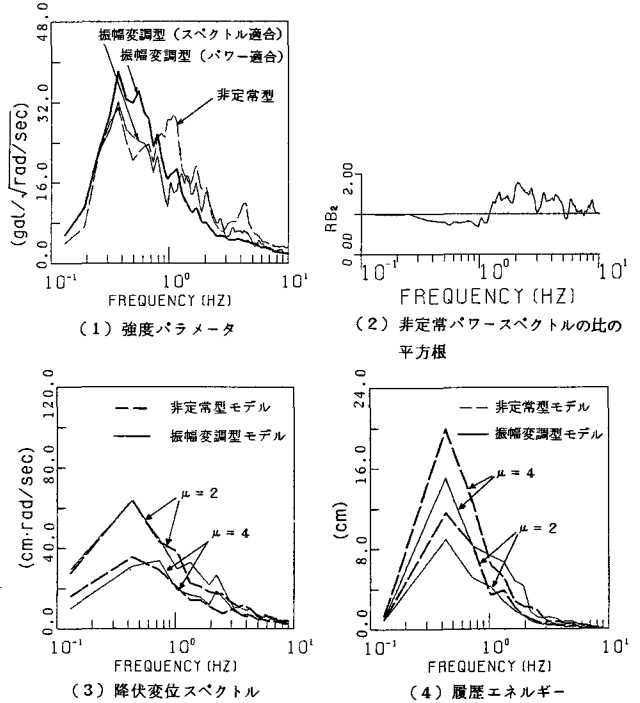


図-5 非定常型モデルと振幅変調型モデル(応答スペクトル適合)の比較 (1968年十勝沖地震, 青森S-235 N-S)

より変換されたモデルパラメータにより発生させた模擬振幅変調型地震波(パワー適合)の応答スペクトルが、模擬非常型地震波の応答スペクトルと適合している。そのため、第2次変換により、模擬地震波は変化しない。降伏変位スペクトル、履歴エネルギーについては、非常型モデルと振幅変調型モデル(パワー適合)においてほとんど差異がない。これは、(4)での実地震動の場合と比べて、極端に履歴エネルギーが小さいことからあまり塑性域に入っている応答のくり返しが多くないと考えられる。

4. 結論

十勝沖地震の青森(S-235 N-S)での記録のように、継続時間が長く、長周期成分が遅れてやってくるような非常性の大きい地震動では、低振動数領域で履歴エネルギーが大きくなる。これより、継続時間の長い地震動をモデル化する場合には、その非常型スペクトル特性を考慮する必要がある。以上はバイリアア系に対する結果であるが、さらに剛性劣下型の履歴特性を有する梁などの応答諸量について、両モデルを比較し、検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 武蔵研究室: 原子力発電所の耐震設計の考査, pp. 58, 3.
- 2) Kameda, Sugito, and Asamura, "Simulated Earthquake Motions Scaled for Magnitude, Distance, and Local Soil Condition," Proceedings, 7WCEE, 1980, pp. 1-8
- 3) Kameda, "Stochastic Process Models of Strong Earthquake Motions for Inelastic Structural Response," U.S.-Southeast Asia Symposium on Engineering for Natural Hazards Protection, Manila, September, 1977
- 4) Kameda, and Sugito "Prediction of Strong Earthquake Motions on Rock Surface Using Evolutionary Process Models," Por to Alegre-RS, Brasil, October 3-5, 1984.
- 5) Sugito and Kameda, "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface," Proc of JSCE, No. 362/I-2, Oct. 1985.

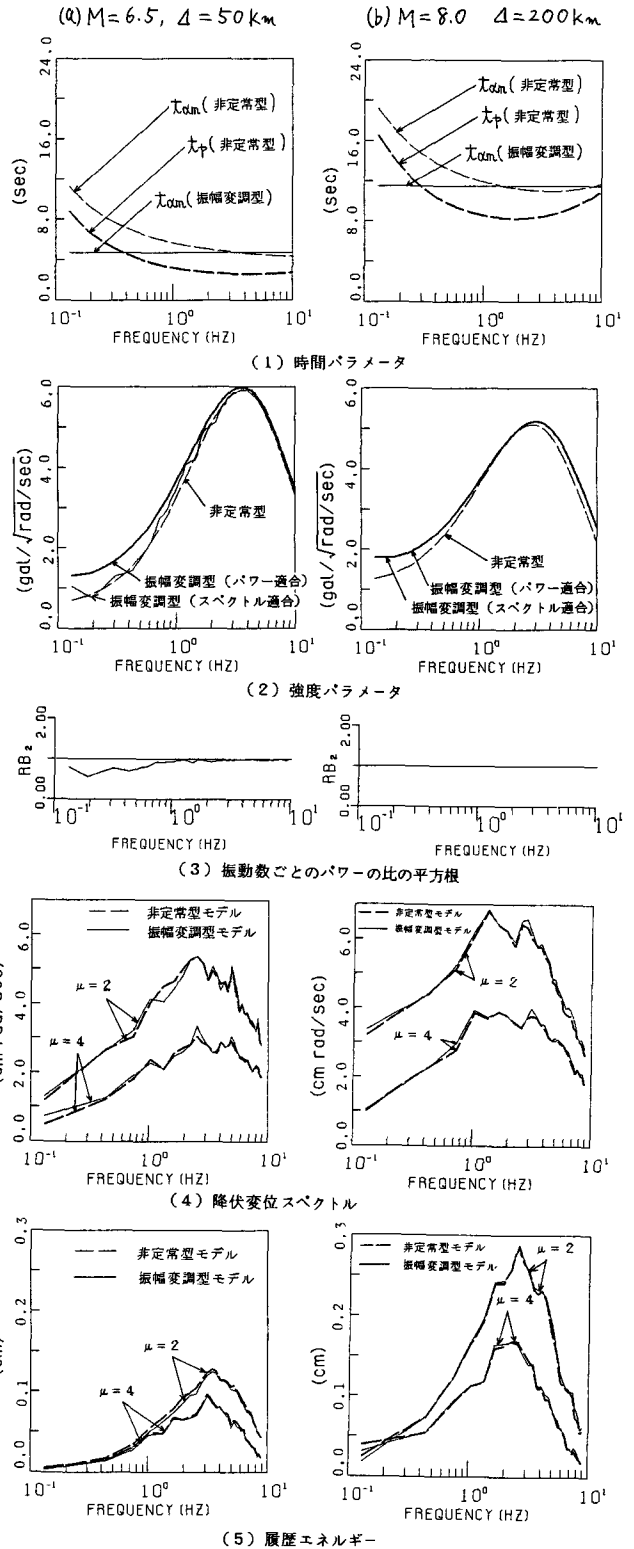


図-6 非常型モデルと振幅変調型モデル(応答スペクトル適合)の比較