

鳥取大学工学部 正会員 ○ 白木 渡
鳥取大学工学部 正会員 高岡 宣善

1. まえがき 地震応答スペクトルの概念は、耐震設計荷重の根拠付けの際に現在広く使用されている¹⁾。これは、地震応答スペクトルが簡単かつ明瞭な形で各地震動の加速度記録の諸性質を考慮し得ることの他に、構造物の周波数特性をも考慮できることに起因している。しかし、これまでの研究によれば、既知の地震動の加速度記録と数学的モデルで置き換える際に、地震動スペクトルにはかなりのバラツキが認められることが明らかにされている^{2)~4)}。本研究は、この事実に最も密な意味付けを行い、合理的な耐震設計用荷重値を決定するために、地震応答スペクトルの確率論的評価を行なおうとするものである。

2. 地震応答スペクトルの確率論的評価 図-1に示す1自由度構造物モデルを考える。図において、 m, c, k : 質点の質量、減衰定数、ばね定数; $x(t)$: 相対応答変位; $y(t)$: 地動変位である。このモデルに地動加速度 $a(t) = \ddot{y}(t)$ が作用した場合の運動方程式は、モデルの非減衰の固有円振動数 $\omega_n (= \sqrt{k/m})$ と減衰係数 $\gamma (= c/2m\omega_n)$ を用いて式(1)となる。いま、 $a(t)$ が不規則過程であると考え、地震応答擬加速度スペクトル $\hat{a}_s$ は、確率変数となり、その確率分布 $F(\hat{a}_s)$ は、系の減衰係数 γ が十分に小さいときには、絶対応答 $\ddot{x}(t) + 2\gamma\omega_n\dot{x}(t) + \omega_n^2 x(t) = -a(t) \dots (1)$ 加速度 $|\ddot{x}(t)| = |\ddot{x}(t) + a(t)| = |\omega_n^2 x(t)|$ が、強震部分の継続時間 T_d 中に、与えられたレベル $\hat{a}_s$ を $F(\hat{a}_s) = P[\max_{T_d} |\omega_n^2 x(t)| < \hat{a}_s] \dots (2)$ 超過しない確率として式(2)で与えられる。このように、不規則過程の超過の問題を考えることによって、地震応答スペクトルの確率論的評価が可能となる。次に、地動加速度 $a(t)$ のモデルについて考える。本研究では、式(3)で表わされる線形2次フィルターで濾波された定常白色雑音 $W(t)$ (スペクトル密度は S_0 と $FL: \frac{\omega_n^2}{\omega^2} + 2\gamma\omega_n \frac{\omega_n}{\omega} + \omega_n^2 \dots (3)$ する)を用いて、次の3つの場合を考える:

(I) 1個のフィルターで濾波する場合 [Case I];

(II) 多数のフィルターを直列 (Series) に並べて濾波する場合 [Case II: 図-2参照]

(III) 多数のフィルターを並列 (Parallel) に並べて濾波する場合⁵⁾ [Case III: 図-3参照]

ここに、 γ, ω_f, d : フィルターの減衰定数、非減衰の固有振動数、影響係数である。Case I は、

単一の卓越周期を有する地動加速度モデル、Case II, III は、いくつかの卓越周期を有する地動加速度モデルである。ここでは、紙面の都合上最も簡単な Case I による地動加速度モデルを用いた場合についてのみ示す。この場合の $a(t)$ の自己相関関数 $K_a(\tau)$ およびスペクトル密度 $S_a(\omega)$ は、式(4), (5)となる。ここに、 D_a : 地動加速度の分散 ($= \frac{\pi S_0}{2\gamma\omega_n}$); $\omega_n = \omega_f \sqrt{1-\gamma^2}$ である。最後に、式(4), (5)の確率特性を持つ地動加速度モデルを用いて、式(2)の評価を行う。ここで、 $x(t)$ は狭帯域不規則過程で、図4のような振動運動を呈すると考えられるので、レベル超過は、原過程 $x(t)$ によるレベル超過と包絡線過程 $\varphi(t)$ によるレベル超過が考えられる。いま、 $x(t)$ を正規定常過程と仮定し、超過の現象をポアソン分布で近似すると、式(2)は式(6), (7)のよ

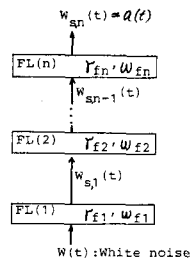


図-2

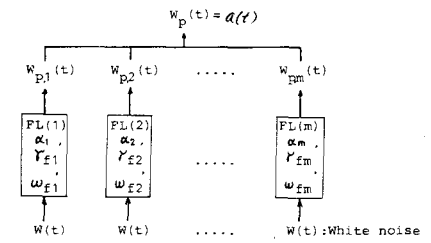


図-3

$$K_a(\tau) = D_a e^{-\gamma\omega_n|\tau|} (\cos\omega_n\tau + \frac{\gamma}{\sqrt{1-\gamma^2}} \sin\omega_n\tau) \dots (4)$$

$$S_a(\omega) = \frac{2D_a}{\pi} \cdot \frac{\gamma\omega_f^2}{(\omega^2 - \omega_f^2)^2 + 4\gamma^2\omega_f^2\omega^2} \dots (5)$$

$$F_0(\hat{a}_s) = \exp\left\{-\frac{\omega_n T_d}{\pi} \exp\left(-\frac{\hat{a}_s^2}{2\omega_n^2 \sigma_x^2}\right)\right\} \dots (6)$$

$$F_{0\varphi}(\hat{a}_s) = \left\{1 - \exp\left(-\frac{\hat{a}_s^2}{2\omega_n^2 \sigma_x^2}\right)\right\}^2 \exp\left\{-\frac{2\hat{a}_s \gamma T_d}{\sqrt{2\pi} \omega_n^2} \exp\left(-\frac{\hat{a}_s^2}{2\omega_n^2 \sigma_x^2}\right)\right\} \dots (7)$$

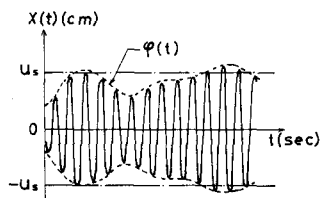


図-4

うになる。ここに、 $F_0(\hat{a}_s)$: 原過程のレベル非超過確率; $F_{0p}(\hat{a}_s)$: 包絡線過程のレベル非超過確率; $\hat{a}_s^2 = \frac{\pi S_a(\omega_0)}{24\omega_0^3}$; $\hat{a}_1 = \frac{\pi^2 S_a(\omega_0)}{24\omega_0}$ である。

3. パラメータの決定および数値計算例 式(6)および(7)を用いて地震応答スペクトルを評価する際に必要のパラメータ、すなわち D_a : 地動加速度の分散; T_a : 強震部分の継続時間; η, ω_f : フィルターの減衰係数, 非減衰の固有円振動数; η_0 : 1自由度構造モデルの減衰係数, の値を決定する。まず, D_a は地動加速度 $a(t)$ を正規定常不規則過程と仮定して, Rice の公式を用いて式(8)から決定する。ここに, a_{max} は当該地域における絶対最大地動加速度であり, a_{max} と T_a は道路橋示方書⁴⁾の回歸式(表-1参照)から求める。表-1中, M : マグニチュード; Δ : 震央距離; G.C.: 地盤種である。次に, η は式(4)で表わされる $K_d(\tau)$ を標準化($=K_d(\tau)/D_a$)し, El Centro 地震, Taft 地震の自己相関関数と比較した結果から, $\eta = 0.4$ とした(表-2参照)。また, $\omega_f = 2\pi/T_f$; T_f : フルターの固有周期)は, 表層地盤において最も大きな地震動の増幅を示す周期 T_1 ¹⁾と密接な関係があると考え, T_f を用いて地盤種別ごとに表-2のように分類し, 数値計算にはカッコ内の Central Value を用いた。最後に η_0 は, 0.05 とした。以上示したパラメータを用いて, 地震応答スペクトルの計算を行った。その一例を, 図-5, 6 $D_a = a_{max}^2 / (24 \ln \frac{\omega_f T_a}{\pi})$ (8)

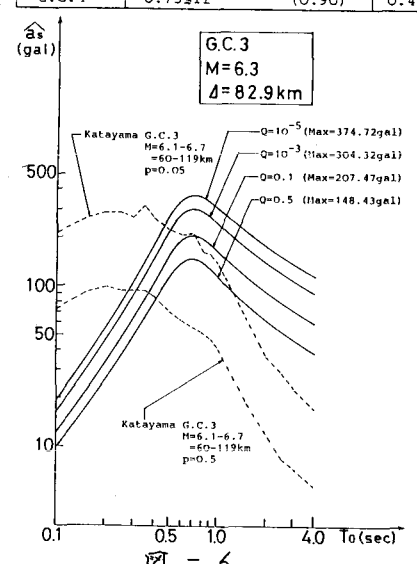
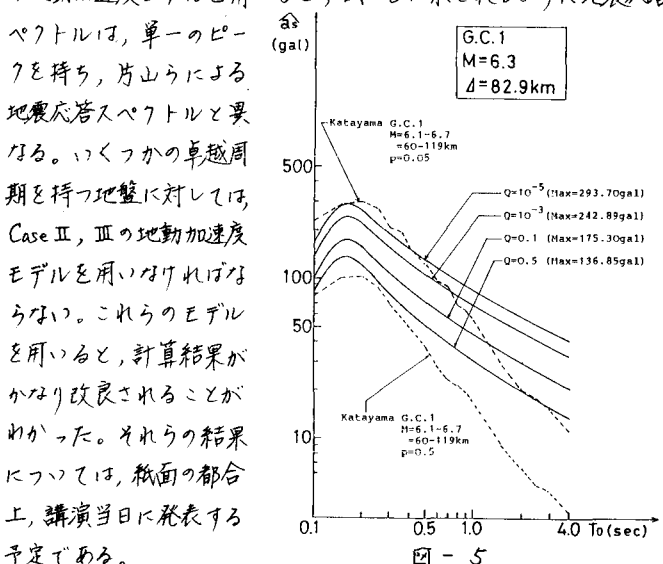
に示す。図-5は, 1種地盤でマグニチュード6.3, 震央距離82.9kmとした場合である。ただし, これは式(7)を用いて地震応答スペクトルを評価した結果であり, 超過確率 $Q (= 1 - F_{0p}(\hat{a}_s))$ をパラメータとして用いた。また参考のため, 片山⁴⁾による地震応答スペクトル(統計解析による地震応答スペクトルの超過確率 $p=0.05$ および $p=0.5$)を破線で示した。図-5, 6から, 次のことが考察される: i) 《同一の強さ》の地震であってもその地震応答スペクトルにはバラツキがあり, 本研究で示した方法を用いれば, 超過確率 Q をパラメータとして確率論的に地震応答スペクトルを評価することが可能となる。ii) 3種地盤のようにいくつかの卓越周期を持っていると考えられる地盤に対して, Case I の地動加速度モデルを用いると, 図-6に示されるように地震応答スペクトルは, 単一のピークを持ち, 片山⁴⁾による地震応答スペクトルと異なる。いくつかの卓越周期を持つ地盤に対しては, Case II, III の地動加速度モデルを用いなければならぬ。これらのモデルを用いると, 計算結果がかなり改良されることがわかった。それらの結果については, 紙面の都合上, 講演当日に発表する予定である。

表 - 1

Ground Condition	Regression Equation
G.C. 1	$a_{max} = 46.0 \times 10^{-0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686}$
G.C. 2	$a_{max} = 24.5 \times 10^{-0.333M} \times (\Delta + 10)^{-0.924}$
G.C. 3	$a_{max} = 59.0 \times 10^{-0.261M} \times (\Delta + 10)^{-0.886}$
G.C. 4	$a_{max} = 12.8 \times 10^{-0.432M} \times (\Delta + 10)^{-1.112}$
G.C. 1	$T_a = 3.39 \times 10^{-4} \times 10^{0.466M} \times \Delta^{0.589}$
G.C. 2	$T_a = 1.37 \times 10^{-2} \times 10^{0.262M} \times \Delta^{0.485}$
G.C. 3	$T_a = 2.75 \times 10^{-2} \times 10^{0.291M} \times \Delta^{0.265}$
G.C. 4	$T_a = 2.28 \times 10^{-1} \times 10^{0.193M} \times \Delta^{0.233}$

表 - 2

Ground Condition	T_f (sec)	(Central Value)	η
G.C. 1	$T_f < 0.25$	(0.15)	0.4
G.C. 2	$0.25 \leq T_f < 0.5$	(0.40)	0.4
G.C. 3	$0.50 \leq T_f < 0.75$	(0.65)	0.4
G.C. 4	$0.75 \leq T_f$	(0.90)	0.4



1) 日本道路協会編: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編(昭和55年5月), 丸善, 1980. 2) M.H. СМЯШЕК: 地震応答スペクトルの確率統計的理論, CMPC, No.2, pp.62-65, 1982-2. 3) 辰巳: 応答スペクトルに関する確率論的考察, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, No.43, pp.337-344, 1982-12. 4) 片山・岩崎・佐伯: 地震動加速度応答スペクトルの統計解析, 土木学会論文報告集, No.275, pp.27-40, 1978-7. 5) H. Takemiya: Studies on the Application of Random Vibration Theory to Earthquake-Resistant Design of Civil Engineering Structures, Dissertation Presented to Department of Civil Engineering Kyoto University, Kyoto, Japan, Dec., 1972.