地震応答スペクトルの確率論的評価に基づく耐震設計荷重の決定法

鳥取大学工学部　正会員　高岡宣善
鳥取大学工学部　正会員　白木　渡
鳥取大学大学院　学生員　○今田賢三

1．まえがき　現行の耐震設計法は、地震動を確定論的にとらえた解析に基づいており、過去に発生した地震動に対しては、構造物の安全性を保証できるが、将来発生するであろう予測不可能な地震動に対しては、その安全性を保証することができない。本研究は、地震動は、本来、その発生において不規則であり、また、その波形に再現性が認められないという2つの確率的性質を持つという認識のもとに、構造物の地震応答スペクトルの確率論的評価を行ない、さらに、構造物の耐用期間中の信頼度を考慮した耐震設計荷重の決定法について示す。

2．地震応答スペクトルの確率論的評価　地震動は一般に、時間領域において非常に複雑に変化する非定常不規則関数の標本値と考えられる。しかし、構造物に影響を与えるのは地震動の強震部分であると考え、この部分を、エルゴード性を有する定常不規則過程でモデル化する。すなわち、地盤を2次線形フィルターでモデル化し、地動加速度の確率モデルは、2次線形フィルターによって沪波された定常白色雑音過程であると考える。そして、Fig.1に示す質量m、ばね定数k、減衰係数Cからなる1自由度構造モデルが、この地動加速度を受ける場合を考える。2次線形フィルターは、式(1)によって定義される。ここに、γ_f、ω_fはフィルターの減衰定数、固有円振動数である。地震動は、2つの確率特性を有しているため、応答も確定的なものではなく不規則な変量である。それゆえ、構造物が襲来した地震動に対して安全であるかどうかという問題を取り扱うためには、確率論の導入が必要となる。構造物が襲来した地震動に対して安全であるという確率は、構造物の応答スペクトルが与えられたレベルを超過しない確率と考えられる。本研究においては、系の応答変位$x(t)$は、とがりが鋭い狭帯域不規則過程であることから、包絡線過程の超過の問題として解析を行なう。さて、系の固有円振動数ω_0と減衰定数γ_0の関数である絶対擬加速度スペクトル$\widehat{AA}(\omega_0,\gamma_0)$がレベル$\hat{a}_s$を1度も超過しない確率$P_{\phi,\hat{a}_s}$は、式(2)で与えられる[1]。ここに、$\sigma_x$は応答$x(t)$の分散、$\omega_m$は狭帯域の中の代表的な振動数、$T_a$は応答の継続時間、$S_a(\omega)$は地動加速度のスペクトル密度、$\sigma_a$は地動加速度の分散である。

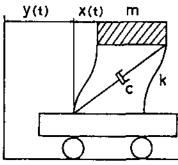

Fig.1

$$FL:\frac{d^2}{dt}+\gamma_f\omega_f\frac{d}{dt}+\omega_f^2 \qquad (1)$$

$$\left.\begin{aligned}
&P_{\phi,\hat{a}_s}=\left\{1-\exp\left(-\frac{\hat{a}_s^2}{2\omega_0^4\sigma_x^2}\right)\right\}^2\exp\left\{-\frac{2\hat{a}_s\sigma_1 T_a}{\sqrt{2\pi}\,\omega_0^2\sigma_x^2}\exp\left(-\frac{\hat{a}_s^2}{2\omega_0^4\sigma_x^2}\right)\right\}\\
&\sigma_x^2=\frac{\pi S_a(\omega_0)}{2\gamma_0\omega_0^3}\qquad \sigma_1^2=\sigma_{\dot{x}}^2-\omega_m^2\sigma_x^2\doteqdot\frac{\pi^3\gamma_0 S_a(\omega_0)}{24\,\omega_0}\\
&S_a(\omega_0)=\frac{2\sigma_a^2}{\pi}\cdot\frac{\gamma_f\omega_f^3}{(\omega_0^2-\omega_f^2)^2+4\gamma_f^2\omega_f^2\omega_0^2}
\end{aligned}\right]\qquad (2)$$

3．耐震設計荷重の決定　前項では、襲来した地震動に対する構造物の応答スペクトルを、確率論の導入により理論づけた。しかし、本来、設計用地震荷重は、構造物の予定耐用期間の所要の信頼度と密接に結びついているため、構造物の予定耐用期間において、構造物が所要の信頼度を有するための設計用地震荷重を決定しなければならない。本項においては、前項で示した地震応答スペクトルの確率論的評価に基づき、耐用期間中における構造物の信頼度を考慮した耐震設計荷重の決定法について述べる。まず、当該地域のすべての地震を階級$Y_1,Y_2,\cdots,Y_m$に分割する。階級Y_kの地震動がちょうどn回発生する確率$P_n(Y_k,t)$、Y_kから任意に抽出した地震動に対する信頼度指標を$R(Y_k|\hat{a}_s)$とすると、信頼度関数$R(t|\hat{a}_s)$は、式(3)で与えられる[2]。ここで、$P_n(Y_k,t)$をポアソン分布で近似し$m=1$とし、$R(Y_1,\hat{a}_s)$は式(2)の$P_{\phi,\hat{a}_s}$であることから式(3)は式(4)のようになる。ここに、Tは構造物の所要の耐用期間である。

$$R(t|\hat{a}_s)=\prod_{k=1}^{m}\sum_{n=0}^{\infty}R^n(Y_k|\hat{a}_s)P_n(Y_k,t) \qquad (3)$$

$$R(T|\hat{a}_s)=\exp\left\{-T\nu_1\left[1-P_{\phi,\hat{a}_s}\right]\right\} \qquad (4)$$

4．数値計算例　式(2)により数値計算を行ない、片山ら[3]の地震応答スペクトルとの比較を行なった結果、単一フィルターで計算した応答スペクトルは、1種地盤では、比較的よく似た形状を示すが、2種以上の地盤では、

ほとんど似てないことがわかった。これは、表層地盤の厚さが厚くなると、種々の要因が加わり、地動加速度のスペクトル密度に複数のピークが現れてくるためだと考えられる。そこで、2種以上の地盤では、地動加速度のスペクトル密度は2つのピークを持つと仮定し、2次線形フィルターを2つ並列に並べて、沪波された白色雑音過程で地動加速度をモデル化した。この場合の地動加速度のスペクトル密度$S_P(\omega)$および、分散σ_P^2は、式(5)、(6)となる。ここに、$\bar{\alpha}_\ell=\alpha_\ell S_0$であり、$\omega_{f\ell}$、$\gamma_{f\ell}$、$\alpha_\ell$は各線形フィルターの固有円振動数、減衰定数、影響係数である。数値計算に必要なパラメータは、$\sigma_P^2(=\sigma_a^2)$および、$T_{f\ell}(=2\pi/\omega_{f\ell})$、$\gamma_{f\ell}$、$\bar{\alpha}_\ell$、$\gamma_0$である。$\sigma_a$はRiceの公式[4]の左辺を1として、$\sigma_a$について整理すると、式(7)のようになる。

$$S_P(\omega)=\sum_{\ell=1}^{2}\frac{\pi\bar{\alpha}_\ell}{(\omega^2-\omega_{f\ell}^2)^2+4\gamma_{f\ell}^2\omega_{f\ell}^2\omega^2} \quad (5)$$

$$\sigma_P^2=\sum_{\ell=1}^{2}\frac{\pi\bar{\alpha}_\ell}{2\gamma_{f\ell}\omega_{f\ell}^3} \quad (6)$$

$$\sigma_a=\frac{a_{max}}{\sqrt{2\ln\frac{\omega_e T_a}{\pi}}} \quad (7)$$

ここに、a_{max}は地動加速度の最大値、T_aは主要動の継続時間であり、示方書[5]の回帰式より決定した。みかけの振動数ω_eの決定には、示方書の地盤の特性値T_Gと表層地盤の卓越周期T_Sとみかけの周期T_eの間に$T_G=0.8T_S\fallingdotseq 0.8T_e$の関係があることから、各地盤種別の代表値($T_e$=0.15, 0.4, 0.65, 0.9)を用いた。$\gamma_{f\ell}$、$\omega_{f\ell}$、$\bar{\alpha}_\ell$は、当該地域の地動加速度の観測記録の自己相関関数から求められるものであるが、ここでは、片山らの地震応答スペクトルの条件に近づけるように、また、式(7)の関係を満すように決定した。

Fig.2に3種地盤、マグニチュードM=6.3、震央距離Δ=82.9kmで式(2)により計算した応答スペクトルを示す。ここに、T_{f1}=0.15、T_{f2}=0.65、γ_{f1}=0.6、γ_{f2}=0.4、$\bar{\alpha}_1=900\,000\pi^2$、$\bar{\alpha}_2=1410\pi^2$であり、$Q=1-P_{0,\hat{a}}$である。図中の破線は、片山らの地震応答スペクトルであり、超過確率P=0.5および0.05について計算された値である。Fig.3には、式(4)によって計算した構造物の耐用期間中の信頼度を考慮した耐震設計荷重の結果を示す。ここに、信頼度$R=R(T|\hat{a}_s)=0.5$であり、$T\nu$=0.7, 1, 5と増加させたとき(耐用期間Tを長くするか、単位時間あたりの地震の発生回数νを大きくする)についてそれぞれ計算した。最後に、マグニチュード、震央距離に対する各パラメータ($\bar{\alpha}_1$, $\bar{\alpha}_2$, T_{f1}, T_{f2}, γ_{f1}, γ_{f2})の傾向を見るために、片山らのマグニチュード、震央距離に対する範ちゅう分けの各範ちゅうの中心値を用いて地震応答スペクトルを計算したときの各パラメータの値をTable 1に示す。傾向としては、2種地盤においては、T_{f1} T_{f2}、γ_{f1}、γ_{f2}はマグニチュード、震央距離に関係なく一定値で近似できることがわかる。3，4種地盤についても、多少、他と異なるものもあるが、ほぼ一定値で近似できることがわかる。

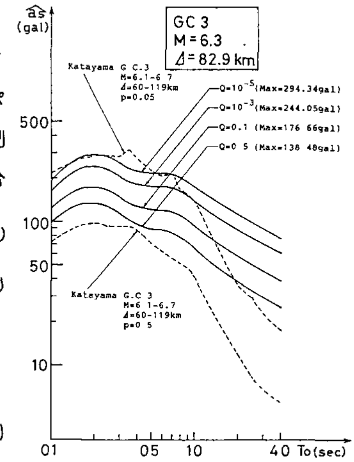

Fig.2

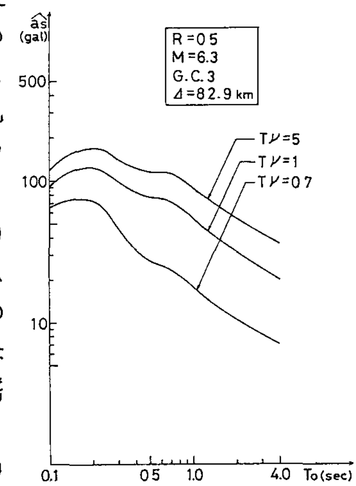

Fig.3

Table 1

Magnitude	Ground Condition	Δ:km	T_{f1}	T_{f2}	γ_{f1}	γ_{f2}	$\bar{\alpha}_1\times\pi^2$	$\bar{\alpha}_2\times\pi^2$
M=6.4	G.C.2	12.5	0.15	0.4	0.4	0.4	8000000	302141
		39.5	0.15	0.4	0.4	0 4	2000000	31409
		89.5	0.15	0.4	0.4	0.4	450000	9491
		159.5	0.15	0.4	0.4	0.4	100000	6184
		302.5	0.15	0.4	0.4	0.4	50000	772
	G.C.3	12.5	0.15	0 65	0.6	0.4	10000000	61617
		39.5	0.15	0 65	0.6	0.4	2500000	11142
		89.5	0.15	0.65	0.6	0.4	1000000	323
		159.5	0.15	0.4	0.6	0 4	180000	7202
		302.5	0.15	0.65	0.6	0.4	40000	182
	G.C.4	12.5	0.15	0.65	0.6	0.4	10000000	141777
		39 5	0.15	0.65	0.6	0.4	2000000	19012
		89.5	0.15	0.65	0.6	0.4	600000	2144
		159.5	0.15	0.5	0.6	0.4	70000	328
		302.5	0.15	0.65	0.6	0.4	80000	357
M=7.1	G.C.2	12.5	0.15	0.4	0.4	0.4	20000000	747057
		39.5	0.15	0.4	0.4	0.4	4000000	139546
		89.5	0.15	0.4	0.4	0.4	700000	49423
		159.5	0.15	0.4	0.4	0.4	150000	22125
		302.5	0.15	0.4	0.4	0.4	80000	4790
	G.C.3	12.5	0.15	0.65	0.6	0.4	20000000	645284
		39.5	0.15	0 65	0.6	0.4	5000000	21840
		89.5	0.15	0.65	0.6	0.4	2000000	704
		159.5	0.15	0.4	0.6	0.4	200000	20300
		302.5	0.15	0.65	0.6	0.4	80000	1229
	G.C.4	12.5	0.15	0.65	0.6	0.4	20000000	116289
		39.5	0.15	0.65	0.6	0.4	5000000	88197
		89.5	0.15	0.65	0.6	0.4	1000000	6479
		159.5	0.15	0 5	0.6	0.4	80000	14619
		302.5	0.15	0.65	0.6	0.4	110000	1157
M=7.7	G.C.2	12.5	0.15	0 4	0.4	0.4	30000000	2426400
		39 5	0.15	0.4	0.4	0.4	10000000	267261
		89.5	0.15	0.4	0.4	0.4	3000000	39541
		159.5	0.15	0.4	0.4	0.4	600000	37567
		302.5	0.15	0.4	0.4	0.4	200000	10333
	G.C.3	12.5	0.15	0.65	0.6	0.4	50000000	97605
		39.5	0.15	0.65	0.6	0.4	12000000	16690
		89.5	0.15	0.65	0.6	0.4	3800000	377
		159.5	0.15	0.5	0.6	0.4	900000	9714
		302.5	0.15	0.65	0.6	0.4	400000	551
	G.C.4	12.5	0.15	0.5	0.6	0.4	70000000	1882420
		39.5	0.15	0.5	0.6	0.4	30000000	148712
		89.5	0.15	0.5	0.6	0.4	6000000	30258
		159.5	0.15	0.5	0.6	0.4	800000	37178
		302.5	0.15	0.65	0.6	0.4	400000	2530

参考文献：1)Y. K. リン著，森・富田・小林・佐藤・小林共訳：構造動力学の確率論的方法，培風館，PP.297-305，1972。 2)V. V. ボロチン：地震荷重に対する構造物の設計計算，CMPC，NO.1，PP.9-14，1980。 3)片山恒雄・岩崎敏男・佐伯光昭：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.29-40，1978-7。 4)高岡宣善：工学のための応用不規則関数論，共立出版，1975。 5)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編（昭和55年5月），丸善，1980。