構造工学論文集 Vol.53A(2007 年 3 月)　　土木学会

動的信頼性理論に基づく応答スペクトル適合地震動の一作成法

Generation of ground motions that fit response spectrum based on dynamic reliability theorem

島田智之*，三神厚**，澤田勉***
Tomoyuki Shimada， Atsushi Mikami，Tsutomu Sawada

* 徳島大学大学院, 先端技術科学教育部，建設創造システム工学コース（〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1）
** 博（工）徳島大学大学院助手, ソシオテクノサイエンス研究部（〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1）
*** 工博 徳島大学大学院教授, ソシオテクノサイエンス研究部（〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1）

This study proposes a method of generating acceleration time series that fit a design response spectrum. Earthquake ground motions are modeled with a power spectrum density function and an envelope function to compute responce spectrum based on the Vanmarcke's approach. A set of model parameters that describes the power spectrum is directly identified so that the computed response spectrum fits the shape of a design (target) response spectrum. Thus, the method can generate infinite number of acceleration time series that fit the target response spectrum with just fitting process.

Key Words : Power spectrum density function, Dynamic reliability, Response spectrum, Simulated earthquake motion
キーワード：パワースペクトル密度関数，動的信頼性，応答スペクトル，模擬地震動

1．はじめに

地震時の挙動が複雑な橋梁や重要度の高い建築物の耐震設計では，時刻歴応答解析法などの動的解析が義務付けられている[1)~3)]．耐震設計では，実地震記録（例えば 1995 年兵庫県南部地震の記録）か，実地震記録を基に作成された応答スペクトルにフィットする模擬地震動が入力地震動として用いられる[1)~6)]. 模擬地震動の作成では，時刻歴波形のフーリエ位相スペクトルをあらかじめ設定して，フーリエ振幅スペクトルのみを調整するという方法がとられる．この方法で得られる模擬地震動はフーリエ位相をあらかじめ与えているため 1 回の収斂計算で 1 つの模擬地震波しか作成できない．複数の模擬地震波が必要な場合は，複数回の収斂計算が必要となる．また，一般に地震動は不規則性を持つもので確定的に与えることはできない．このような不規則外力を受ける構造物の安全性を評価するためには本来，確率論に立脚した方法[7)~10)]を用い，応答の母集団から安全性を評価することが必要である．しかし，道路橋示方書では，少なくとも 3 つ程度の模擬地震動を用いて動的解析を行うことがよいと記述されている[1)].

確率論的評価の研究，特に応答スペクトルの確率論的な研究として，辰巳[11)]，能島ら[12)]，尾崎ら[13)]等の研究がある．辰巳は，1 自由度系の応答の閾値がPoisson分布に従うと仮定した場合の応答スペクトルを求めている．能島らは，地震動予測モデル（EMPR）により求められる非定常パワースペクトルを基に，応答の非定常性を考慮するために過渡応答特性を導入した応答スペクトルを確率論的に規定する方法を提案している. また, 尾崎らは，Vanmarckeの手法を用いたパワースペクトル密度関数と応答スペクトルの相互変換を提案し，地震動継続時間を適切に選定すれば非定常入力波に対しても適用できることを示している．しかし，この方法では，パワースペクトルを初期値として規定するものの，得られる応答スペクトルを繰り返しによって目標とする応答スペクトルに適合するよう直接的に変更していくため，最終的に得られる応答スペクトルはパワースペクトルの初期値を規定していたパラメータとは対応しない．さらに，目標とする応答スペクトルに適合する複数の模擬地震動を作成するには，複数回の収斂計算を要する．

本研究では，応答スペクトルの不確定性を考慮した複数の耐震設計用加速度時刻歴を 1 回の収斂計算で作成する方法を提案する．具体的には，入力地震動を 4 つのパラメータで規定されるパワースペクトル密度関数と地震マグニチュードで規定される波形包絡曲線でモデル化し，Vanmarckeの手法[8)] を用いて得られる加速度応答スペク

トルが目標とする加速度応答スペクトルに適合するようにこれら 4 つのパラメータを修正し，決定するものである．本研究で提案する模擬地震動は，その応答スペクトルの不確定性が考慮されたものとなる．さらに，目標とする応答スペクトルに対して，パワースペクトル密度関数を規定するパラメータが一意に決まるので，位相をランダムに与えることによって設計用応答スペクトルにフィットする模擬地震動を無数に作成することができる．

2. 地震動モデルについて

本研究では，定常確率過程に波形包絡曲線を乗じることにより得られる最も簡単な非定常モデルである振幅変調型非定常モデルを用いる．まず，定常確率過程を規定するパワースペクトル密度関数と非定常性を表す波形包絡曲線について述べる．

2.1 パワースペクトル密度関数

入力地震動の強度特性及び周波数特性はパワースペクトル密度関数によって表現される．入力地震動のパワースペクトル密度関数モデルとして，以下の２つのモデルを用いる．図－1 にそれらのモデルの概形を示す．

加速度型モデル[14)]

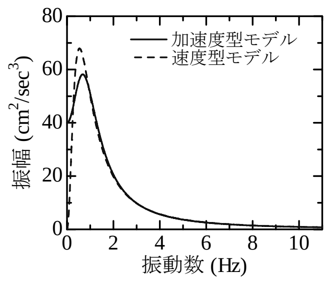
$$S_s(\omega)=\frac{1+4h_g^2\left(\dfrac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left\{1-\left(\dfrac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right\}^2+4h_g^2\left(\dfrac{\omega}{\omega_g}\right)^2}S_0\exp(-\alpha\omega) \qquad (1)$$

速度型モデル[10)]

$$S_s(\omega)=\frac{\omega^2}{(\omega_g^2-\omega^2)^2+4h_g^2\omega_g^2\omega^2}S_0\exp(-\alpha\omega) \qquad (2)$$

ここで，S_0，ω_g，h_g はパワースペクトル密度関数の強度，中心振動数および拡がりを表すパラメータである．加速度型モデルは，Tajimi [14)] が提案したモデルを基本にしたものであり，線形 1 自由度振動系の基礎にホワイトノイズ(パワースペクトル密度関数の強度 S_0)が作用したときの質点の絶対加速度応答のパワースペクトル密度関数に等しい．すなわち，地盤が 1 自由度系の物理的なモデルで表現できると考えて提案されたものである．ただし，基礎入力地震動のパワースペクトルは高振動数領域で低減するので，高振動数成分をカットするためのフィルターとして $e^{-\alpha\omega}$ を乗じている．

また，速度型モデル[10)] は，加速度型モデルと同様に，線形 1 自由度振動系の基礎にホワイトノイズ(パワースペクトル密度関数の強度 S_0)が作用したときの質点の相対速度応答のパワースペクトル密度関数に高振動数カットフィルターを乗じたモデルである．両モデルには，加速度型モデルでは周波数 0 で振幅を持つのに対し，速度型モデルは振幅を持たないという違いがある



図－1　パワースペクトル密度関数

2.2 波形包絡曲線[6)]

地震動の非定常特性は波形包絡曲線，位相差分，非定常スペクトル等により表される．ここでは非定常特性を表す最も簡単なモデルである次式のような波形包絡曲線 $E(t)$ を用いて加速度波形の非定常特性を表現する[6)]．図－2 に波形包絡曲線の概形を示す．

$$\left.\begin{array}{lll} 0\le t\le T_b & : & E(t)=(t/T_b)^2 \\ T_b\le t\le T_c & : & E(t)=1 \\ T_c\le t\le T_d & : & E(t)=e^{-a(t-T_c)} \end{array}\right\} \qquad (3)$$

ここで，T_b，T_c および a は地震マグニチュード M の関数として次式で与えられる．

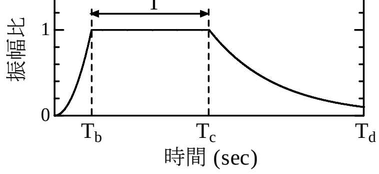
$$\left.\begin{array}{l} T_b=(0.40-0.04M)\,T_d \\ T_c=(0.78-0.04M)\,T_d \\ a=-\ln 0.1/(T_d-T_c) \end{array}\right\} \qquad (4)$$

上式中の T_d は地震動の継続時間であり，次式より求められる．

$$T_d=10^{0.31M-0.774} \qquad (5)$$

また，後述する定常応答の動的信頼性解析に用いる地震動継続時間 T としては，次式の強震部継続時間を用いる．

$$T=T_c-T_b \qquad (6)$$



図－2　波形包絡曲線

3．動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルの算出とその精度

3.1　線形 1 自由度系の定常ランダム応答の分散値[10)]

線形 1 自由度系の固有円振動数，減衰定数を ω_0，h とする．平均値 0 の時刻歴入力に対する系の定常応答 $x(t)$ のパワースペクトル密度関数は，入力のパワースペクトル密度関数と周波数伝達関数の絶対値の 2 乗との積で表される．

$$\left.\begin{aligned} S_x(\omega) &= \left|H(i\omega)\right|^2 S_s(\omega) \\ \left|H(i\omega)\right|^2 &= \frac{1}{(\omega_0^2-\omega^2)^2+4h^2\omega_0^2\omega^2} \end{aligned}\right\} \tag{7}$$

ここで，$S_s(\omega)$ は入力のパワースペクトル密度関数，$H(i\omega)$ は系の周波数伝達関数である．

次に，線形 1 自由度系の定常な絶対加速度応答 $\ddot{z}(t)$ を考えると，その周波数伝達関数は次式となる．

$$\left|\ddot{H}_{\ddot{z}}(i\omega)\right|^2 = \frac{1+4h^2\left(\dfrac{\omega}{\omega_0}\right)^2}{\left\{1-\left(\dfrac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right\}^2+4h^2\left(\dfrac{\omega}{\omega_0}\right)^2} \tag{8}$$

したがって，定常な絶対加速度応答の分散値 $\sigma_{\ddot{z}}^2$ は次式で表される．

$$\sigma_{\ddot{z}}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_s(\omega)\left|\ddot{H}_{\ddot{z}}(i\omega)\right|^2 d\omega \tag{9}$$

3.2　応答の閾値交差

地震動のような動的荷重に対する構造物の安全性，すなわち動的信頼性を検討するときには，ある時間内に振幅が閾値を超える確率や，最大値の確率分布など振幅に関する性質が問題となる[15)]．ここでは，定常な絶対加速度応答 $\ddot{z}(t)$ がある加速度閾値 $\ddot{\xi}$ を単位時間に交差する確率について説明する．

定常な絶対加速度応答の閾値が大きい場合には，これを超える事象の確率は十分小さくなり，それらを独立事象と考えることができるので，応答の閾値横断は Poisson 分布法則に従うものと仮定できる．このとき，応答が時間 $[0, T]$ で閾値を超えない確率は次式で表される．

$$P\left(\ddot{\xi}\right) = \exp\left[-\frac{\omega_0}{\pi}T\exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right)^2\right\}\right] \tag{10}$$

Vanmarcke [8)] はPoisson分布近似による上式を改良し，動的信頼性の精度向上を図った．Vanmarckeによる動的信頼性 $P(\ddot{\xi})$ は次式で表される．

$$P\left(\ddot{\xi}\right) = \exp\left[-\frac{\omega_0}{\pi}T\frac{1-\exp\left\{-\sqrt{\dfrac{\pi}{2}}\cdot q\dfrac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right\}}{\exp\left\{\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right)^2\right\}-1}\right] \tag{11}$$

ここで，ω_0 は線形 1 自由度系の固有円振動数，T は地震動継続時間であり，式(6)から求められる．$\ddot{\xi}$ は加速度閾値，$\sigma_{\ddot{z}}^2$ は加速度応答の分散値であり，式(8)，(9)から求められる．また，q は不規則指数と呼ばれるパラメータであり，パワースペクトル密度関数の形状係数である．不規則指数 q は，応答のパワースペクトル密度関数 $S_{\ddot{z}}(\omega)$ を用いて次のように求められる．

$$q = \left(1-\frac{\alpha_1^2}{\alpha_0\alpha_2}\right)^{1/2} \qquad (0 \le q \le 1) \tag{12}$$

$$\alpha_i = 2\int_0^{\infty}\omega^i S_{\ddot{z}}(\omega)d\omega, \quad S_{\ddot{z}}(\omega) = S_s(\omega)\left|\ddot{H}_{\ddot{z}}(i\omega)\right|^2 \tag{13}$$

定常な絶対加速度応答 $\ddot{z}(t)$ の確率密度関数 $p(\ddot{\xi})$ は，式(11)の確率分布関数 $P(\ddot{\xi})$ を $\ddot{\xi}$ で微分することにより次のように得られる．

$$\left.\begin{aligned} p\left(\ddot{\xi}\right) &= \frac{dP\left(\ddot{\xi}\right)}{d\ddot{\xi}} = \frac{P\left(\ddot{\xi}\right)\cdot(a+b)\left(-\dfrac{\omega_0}{\pi}T\right)}{\left[\exp\left\{\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right)^2\right\}-1\right]^2} \\ a &= \left\{\frac{q}{\sigma_{\ddot{z}}}\sqrt{\frac{\pi}{2}}+\frac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}^2}\right\}\exp\left\{-q\sqrt{\frac{\pi}{2}}\left(\frac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right)+\frac{1}{2}\left(\frac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right)^2\right\} \\ b &= -\frac{q}{\sigma_{\ddot{z}}}\sqrt{\frac{\pi}{2}}\exp\left\{-q\sqrt{\frac{\pi}{2}}\left(\frac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right)\right\}-\frac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}^2}\exp\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{\ddot{\xi}}{\sigma_{\ddot{z}}}\right)^2\right\} \end{aligned}\right\} \tag{14}$$

式(11)で表される動的信頼性は加速度応答が閾値 $\ddot{\xi}$ を超えない確率であるから，加速度応答最大値の確率分布関数となる．同様に，式(14)は加速度応答の最大値の確率密度関数を表す．

3.3　動的信頼性理論による加速度応答スペクトル

振動系の動的信頼性理論に基づく絶対加速度応答スペクトルは，Vanmarcke の近似式(11)を用いて求められる．固有円振動数 ω_0，減衰定数 h を有する線形 1 自由度系の絶対加速度応答の最大値の期待値 $E\left[\ddot{\xi}\right]$ と標準偏差 $\sigma\left[\ddot{\xi}\right]$ は，式(14)に示す動的信頼性の確率密度関数 $p(\ddot{\xi})$ を用いて以下の式より求められる．

$$E\left[\ddot{\xi}\right] = \int_0^{\infty}\ddot{\xi}\,p\left(\ddot{\xi}\right)d\ddot{\xi} \tag{15}$$

$$\sigma\left[\ddot{\xi}\right] = \sqrt{E\left[\ddot{\xi}^2\right]-E\left[\ddot{\xi}\right]^2} \tag{16}$$

$$E\left[\ddot{\xi}^2\right]=\int_0^\infty \ddot{\xi}^2 p\left(\ddot{\xi}\right)d\ddot{\xi} \tag{17}$$

これらの数値積分は，台形公式によって計算した．応答スペクトルは多くの固有周期から成る振動系の絶対加速度応答の最大値を連ねたものであるから，上述の方法により各振動系の絶対最大応答値を求めれば応答スペクトルが得られる．なお，式(15)から算出される絶対最大加速度応答の期待値は平均加速度応答スペクトル $\overline{R}_A(T_{0i})\,;\,i=1,2,\cdots,N_T$ に対応する．ここで，$\overline{R}_A(T_{0i})$ は平均加速度応答スペクトル，T_{0i} は固有周期($T_{0i}=2\pi/\omega_{0i}$)，N_T は考慮する系の固有周期の数である．

3.4 動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルの精度の検討

次章では，前節で述べた動的信頼性理論に基づく方法を用いて応答スペクトル適合地震動を作成するが，その際，動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルの精度の検討が必要である．ここでは，動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルとシミュレーションによる加速度応答スペクトルとの比較によって精度の検討を行う．

解析に用いる地震動モデルのパラメータを表－1(加速度型モデル)及び表－2(速度型モデル)に示す．表において，M は地震マグニチュード，S_0，ω_g，h_g，α は式(1)，(2)中のパラメータである．

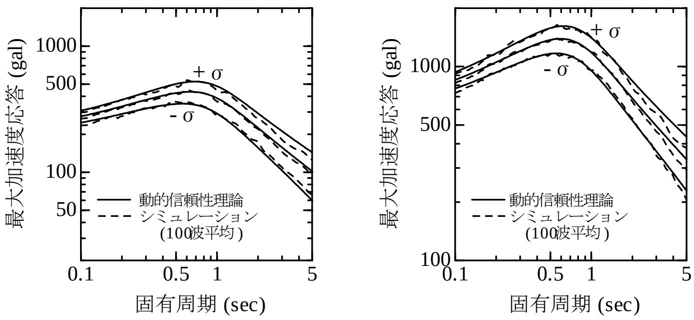
表－1　モデルパラメータ (加速度型モデル)

ケース	M	S_0	ω_g	h_g	α
(a)	7.0	100	7.0	0.7	0.01
(b)	8.0	700	8.0	0.7	0.01

表－2　モデルパラメータ (速度型モデル)

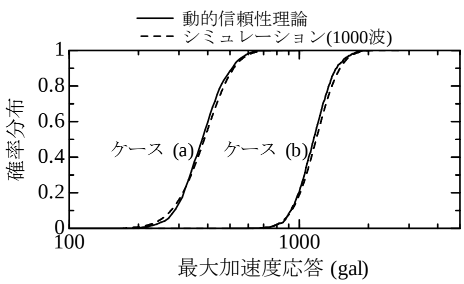
ケース	M	S_0	ω_g	h_g	α
(a)	7.0	3000	5.0	0.5	0.01
(b)	8.0	38000	5.2	0.5	0.01

シミュレーションでは，各表に示すパラメータより作成したパワースペクトル密度関数とランダムな位相角を与えて定常波形を作成した後，波形包絡曲線(式(3))を乗じて，加速度型及び速度型パワースペクトル密度関数を有する加速度波形をそれぞれ 100 波シミュレートした．このようなシミュレーションを，地震マグニチュードが $M=7.0$ のとき(ケース(a))と $M=8.0$ のとき(ケース(b))の 2 通りについて行った．次に，これらの加速度波形を入力とする線形 1 自由度系の応答計算を行い，加速度応答スペクトルの期待値と標準偏差 σ を求めた．他方，式(8)～(17)を用いて動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルの平均値と標準偏差を求めて，シミュレーション結果と比較した．なお，1 自由度振動系の減衰定数は $h=0.05$ とした．図－3 及び図－4 は動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルとシミュレーションによるそれを比較して示したものであり，図－3 は加速度型パワ

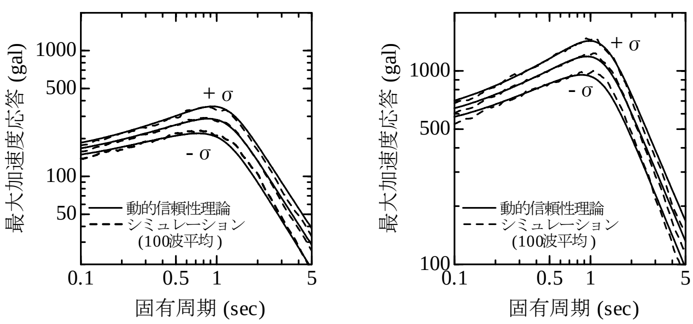


(a)　ケース(a)　　**(b)**　ケース(b)

図－3　加速度応答スペクトルの比較(加速度型モデル)

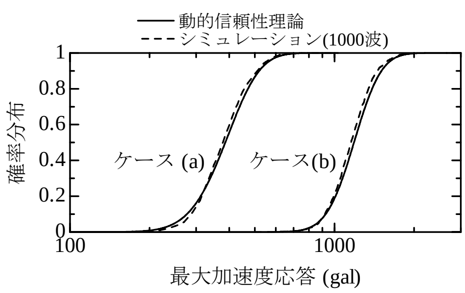


図－5　最大加速度応答の確率分布($T_0=1.0\,\mathrm{sec}$)
(加速度型モデル)

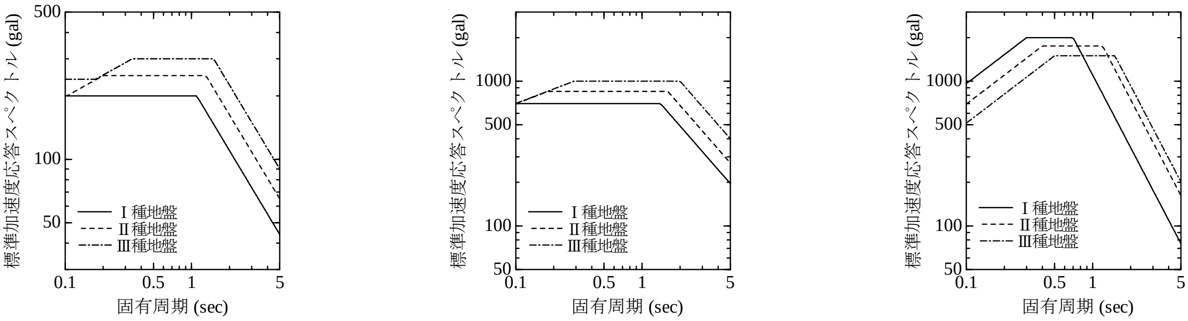


(c)　ケース(a)　　**(d)**　ケース(b)

図－4　加速度応答スペクトルの比較(速度型モデル)



図－6　最大加速度応答の確率分布($T_0=1.0\,\mathrm{sec}$)
(速度型モデル)



(**a**) レベル 1 地震動　　(**b**) レベル 2 地震動タイプⅠ　　(**c**) レベル 2 地震動タイプⅡ

図－7　標準加速度応答スペクトル

ースペクトルを持つ地震動に，図－4 は速度型の地震動に対応する．図の横軸は固有周期($T_0 = 0.1$〜5.0 sec)，縦軸は絶対最大加速度応答(gal)であり，図の**(a)**はケース(a)に，**(b)**はケース(b)に対応する．

次に，動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルの確率分布特性を検討するために，上述のようなシミュレーションによって模擬地震波を 1000 波作成し，固有周期が $T_0 = 1.0$ sec の最大加速度応答の確率分布関数を求め，式(11)の理論値と比較した．図－5 及び図－6 は，加速度型及び速度型の地震動について理論及びシミュレーションから得られた確率分布を比較したものである．

図-3 及び図-4 より，動的信頼性理論に基づく加速度応答スペクトルはシミュレーションによるそれと全体的にほぼ整合することがわかる．ただし，動的信頼性理論に基づく応答スペクトルは 3.0sec 以上の長周期でやや大きめの評価となった．また，図－5 及び図－6 より，理論及びシミュレーションによる絶対加速度応答の最大値の確率分布は全体的にほぼ整合することがわかる．

4. 応答スペクトル適合地震動

4.1　目標とする加速度応答スペクトル [1]

本研究では，目標とする加速度応答スペクトルとして，道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編 [1] に規定されたレベル 1 及びレベル 2 地震動の標準加速度応答スペクトル(減衰定数 $h = 0.05$)を用いる．この応答スペクトルは，図－7 のように与えられている．

4.2　応答スペクトル適合地震動の作成方法

入力地震動のパワースペクトル密度関数 $S_s(\omega)$ を規定する係数 S_0， ω_g， h_g， α ，地震マグニチュード M，線形 1 自由度系の減衰定数 h が与えられると，動的信頼性理論による平均加速度応答スペクトル $\overline{R}_A(T_{0i})$ が固有周期 $T_{0i} = 2\pi / \omega_{0i}\ \ ; i = 1,2,3,\cdots,N_T$ に対して得られる．これらパラメータのうち，地震マグニチュード M および系の減衰定数 h は既知とすると，求めるパラメータは，パワースペクトル密度関数を規定する係数 S_0， ω_g， h_g， α の 4 つとなる．

$$\boldsymbol{\alpha} = \{S_0, \omega_g, h_g, \alpha\}^T \tag{18}$$

これらのパラメータ $\boldsymbol{\alpha}$ は，動的信頼性理論による平均加速度応答スペクトルが道路橋示方書に規定されている加速度応答スペクトルと適合するように決定する．このときパラメータ $\boldsymbol{\alpha}$ を決定する問題は，次式の評価関数を最小化する問題に帰着する．

$$Se = \sum_{i=1}^{N_T} \{\overline{R}_A(T_{0i};\boldsymbol{\alpha}) - R_A(T_{0i})\}^2 \to \min \tag{19}$$

ここで，$\overline{R}_A(T_{0i};\boldsymbol{\alpha})$ は動的信頼性理論による平均加速度応答スペクトル， $R_A(T_{0i})$ は目標とする加速度応答スペクトル， N_T は応答スペクトルにおいて考慮する系の固有周期の数である．本解析では $T_0 = 0.1$〜5.0sec の固有周期を対象とし，$N_T = 100$ としている．また，マグニチュード M および系の減衰定数 h は，目標とする応答スペクトルに応じて表－3 に示す既知量とした．

表－3　本解析で用いた地震マグニチュードと減衰定数

目標応答スペクトル（図-7）	M	h
レベル 1 地震動(**a**)	7.5	0.05
レベル 2 タイプⅠ地震動(**b**)	8.2	0.05
レベル 2 タイプⅡ地震動(**c**)	7.3	0.05

式(19)の最小化問題の解法には，手法が簡単で解の収束性が良いMSLP法(修正反復線形計画法) [16] を用いた．式(19)の最小化問題より得られたパラメータ(S_0， ω_g， h_g， α)の収束値を表－4(加速度型モデル)及び表－5(速度型モデル)に示す．

以上のように決定されたパワースペクトル密度関数 $S_s(\omega)$ と **2.2** 節の波形包絡曲線 $E(t)$ を用いると加速度波形がシミュレートできる．

表－4　パラメータの収束値(加速度型モデル)

地震動	地盤種別	S_0	ω_g	h_g	α ($\times 10^{-4}$)
レベル 1	Ⅰ種	19.6	6.99	0.900	1.11
	Ⅱ種	39.6	5.71	0.840	3.11
	Ⅲ種	70.6	4.86	0.765	3.96
レベル 2 タイプⅠ	Ⅰ種	288	5.34	0.988	1.16
	Ⅱ種	522	4.52	0.952	1.39
	Ⅲ種	1015	3.45	0.886	85.0
レベル 2 タイプⅡ	Ⅰ種	70.8	8.90	0.0060	0.633
	Ⅱ種	789	9.32	0.361	4.79
	Ⅲ種	986	7.35	0.417	241

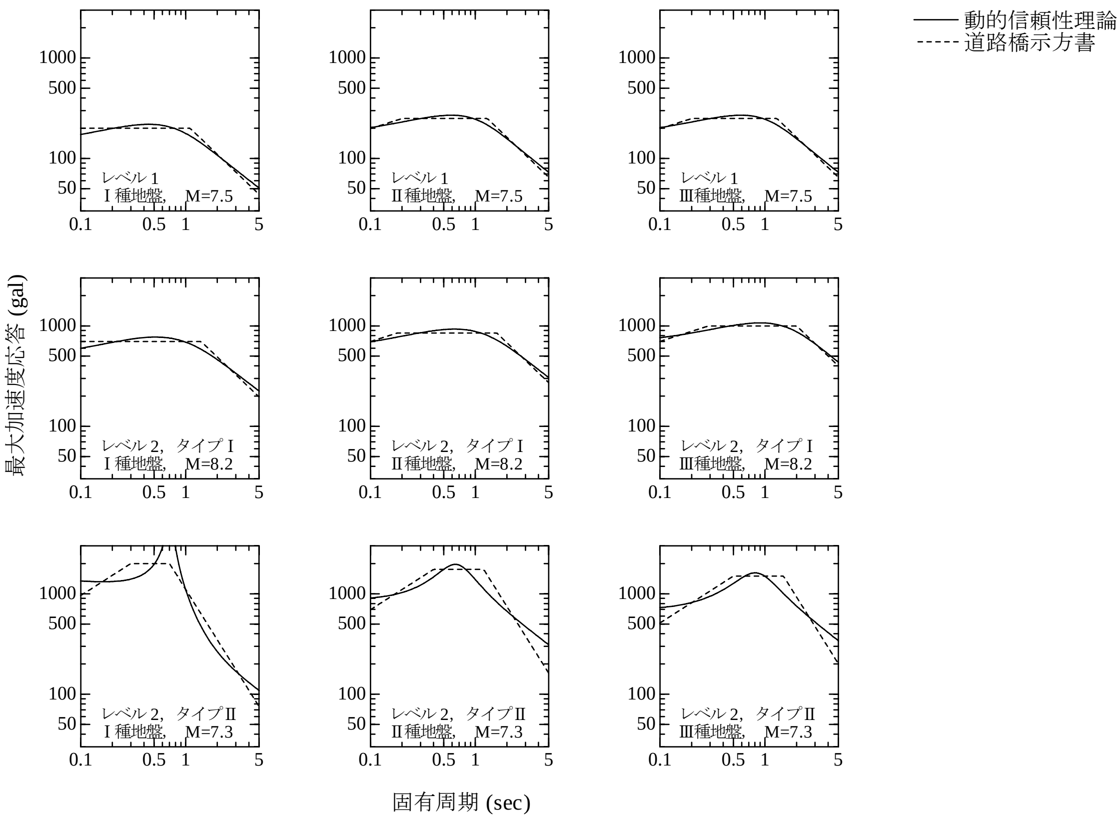
表－5　パラメータの収束値(速度型モデル)

地震動	地盤種別	S_0 ($\times 10^3$)	ω_g	h_g	α ($\times 10^{-4}$)
レベル 1	Ⅰ種	3.24	3.98	1.25	1.44
	Ⅱ種	3.86	3.40	1.10	2.88
	Ⅲ種	4.22	3.00	0.950	1.38
レベル 2 タイプⅠ	Ⅰ種	31.9	3.37	1.24	0.643
	Ⅱ種	38.8	2.96	1.15	0.514
	Ⅲ種	38.5	2.41	1.00	11.9
レベル 2 タイプⅡ	Ⅰ種	302	10.5	0.476	265
	Ⅱ種	243	6.42	0.571	528
	Ⅲ種	187	5.19	0.627	795

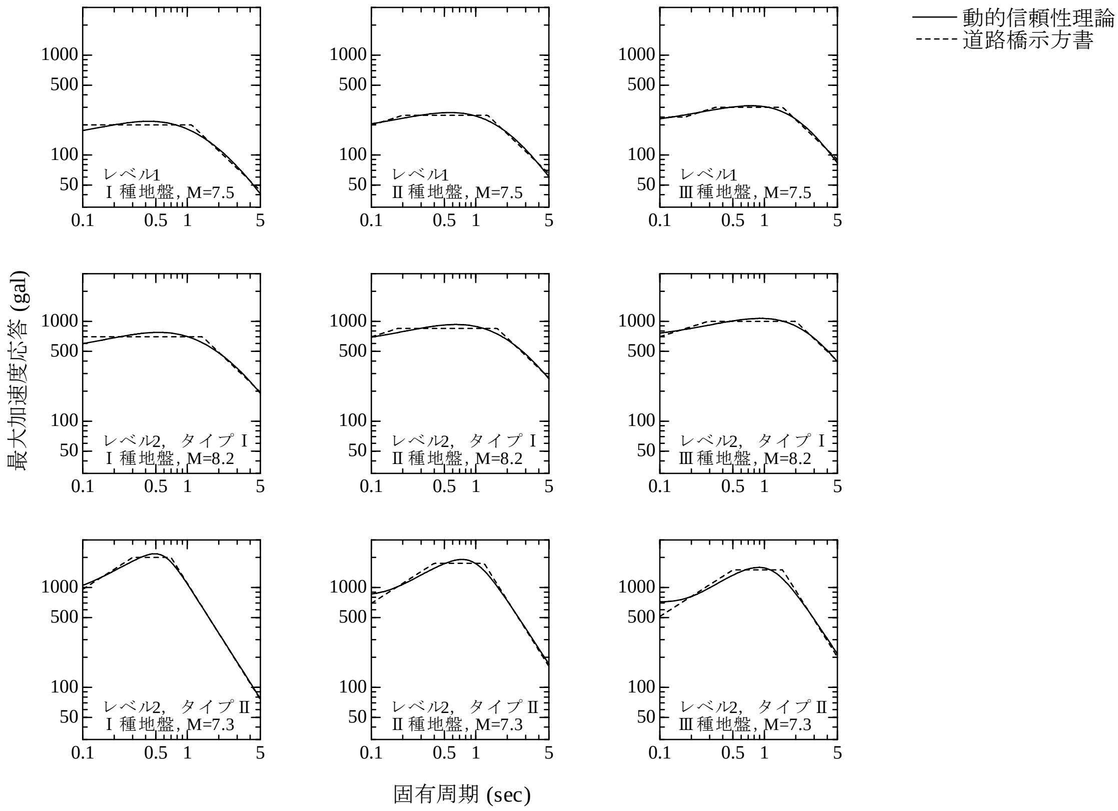
4.3　解析結果と考察

動的信頼性理論による加速度応答スペクトルを求めて，道路橋示方書に規定されているレベル 1 及びレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動を作成し，その妥当性を検討した． 図－8，図－9 は，動的信頼性理論による加速度応答スペクトルと道路橋示方書のそれらを比較したものである．ただし，図－8 は，加速度型パワースペクトル密度関数の場合の応答スペクトルを，図－9 は，速度型の場合のそれを示す．図－8，図－9，表－4 及び表－5 より，以下のことがわかる．

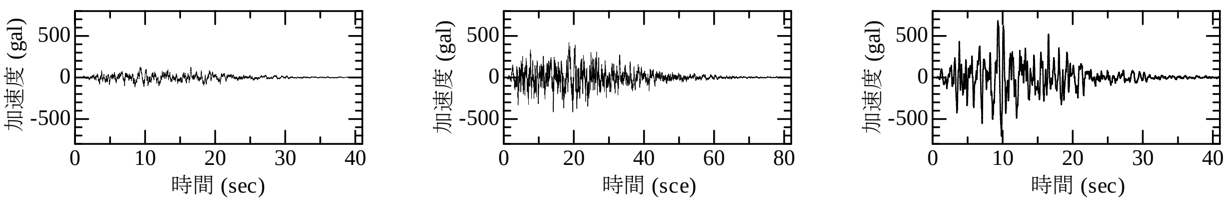
1) 加速度型パワースペクトル密度関数を用いた場合の応答スペクトルは，レベル 1 及びレベル 2 タイプⅠ地震動では比較的適合性は良いが，レベル 2 タイプⅡ地震動では適合性が極めて悪い．この原因として，加速度型のパワースペクトル密度関数(式(1))は振動数 0 で振幅を持つモデルであるため，それより求めた応答スペクトルは長周期領域であまり小さくならず，レベル 2 タイプⅡの目標応答スペクトルのような長周期領域で振幅が大きく減少する場合には適合しなかったと考えられる．
2) 速度型パワースペクトル密度関数を用いた場合は，すべての場合において高い適合性を示している．
3) 表－5 より，レベル 2 タイプⅡ地震動では，他より α の値が大きいことがわかる．これは，短周期領域の傾きが大きいレベル2タイプⅡの目標応用スペクトルで



図－8　動的信頼性理論(加速度型モデル)と道路橋示方書の応答スペクトルの比較

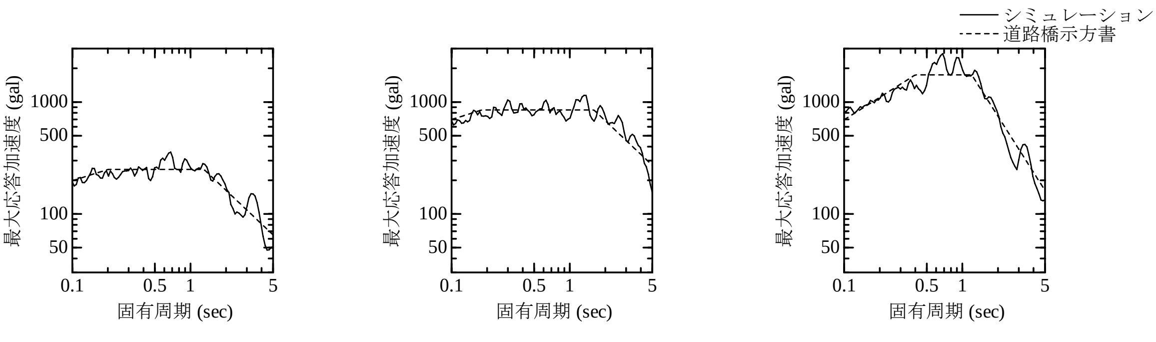


図－9　動的信頼性理論(速度型モデル)と道路橋示方書の応答スペクトルの比較



(a) レベル 1 地震動　　(b) レベル 2 地震動タイプⅠ　　(c) レベル 2 地震動タイプⅡ

図－10　模擬地震動(Ⅱ種地盤)



(a) レベル 1 地震動　　(b) レベル 2 地震動タイプⅠ　　(c) レベル 2 地震動タイプⅡ

図－11　加速度応答スペクトル(Ⅱ種地盤)

は，短周期領域で両者を適合させるために，パワースペクトル密度関数の高振動数カットフィルターを規定するパラメータ α の値が大きくなったためと考えられる．

次に，パワースペクトル密度関数のパラメータ α の収束値と波形包絡曲線を用いて模擬地震動の 1 サンプル波とその加速度応答スペクトルを作成した．ここでは，速度型パワースペクトル密度関数を用いて作成した模擬地震動のサンプル波を図－10 に，その加速度応答スペクトルと道路橋示方書のそれとの比較を図－11 に示す．

5. まとめ

本研究は，構造物の最大応答を表す加速度応答スペクトルを，動的信頼性理論を用いて表現し，耐震設計用の加速度応答スペクトルを目標とした模擬地震動の一作成法を提案するとともに，その妥当性を数値シミュレーションにより検討したものである．

本研究の内容を要約すると，以下のようになる．

1) 入力地震動を4個のパラメータで規定されるパワースペクトル密度関数(加速度型，速度型)と地震マグニチュードで規定される波形包絡曲線でモデル化し，線形1自由度系の加速度応答スペクトルを Vanmarcke の手法を用いて算出した．
2) Vanmarcke の手法による応答スペクトルの精度を数値シミュレーションとの比較により検討した．その結果，両者は全体的にほぼ整合することがわかった．
3) Vanmarcke の手法による応答スペクトルが道路橋示方書よるそれと整合するように，パワースペクトル密度関数を規定する4個のパラメータを修正する一手法を提案し，その妥当性を数値解析より検討した．その結果，速度型パワースペクトル密度関数を用いた場合には全体的に高い適合性を示したが，加速度型の場合にはレベル2タイプⅡ地震動で適合性が良くなかった．

本研究で提案する手法を用いてパワースペクトル密度関数を規定するパラメータが決定されると，初期位相を変えることによって応答スペクトルの不確定性が考慮された模擬地震動が無数に作成可能となる．このような模擬地震動は耐震設計の基本となる応答スペクトルとほぼ整合することから，応答解析用の入力地震動として有用であると考える．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書･同解説 Ⅴ耐震設計編, 1996.
2) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針･解説,1997.
3) 日本建築学会：建築物荷重指針･同解説(2004),2004.
4) Scanlan,R.H : Earthquake Time Histories and Response Spectra,Proc.of ASCE,EM4, pp. 635-654,1974.
5) 小林淳：設計用入力としての模擬地震動の作成方法とその実用性の検討，第5回日本地震工学シンポジウム講演集,pp.73-80,1978.
6) 大崎順彦：新･地震動のスペクトル解析入門,鹿島出版,pp.199-214,1994.
7) Cramer, H.：On the Intersections between the Trajectories of a Normal Stationary Stochastic Process and a High Level,Arkiv.Mat,Vol.6,pp.337,1966.
8) Vanmarcke,E.H.：Properties of Spectral Moments with Applications to Random Vibration, Proc.of ASCE, EM2, pp.425-446,1972.
9) Corotis,R.B：First Passage of Nonstationary Random Processes,Proc.of ASCE,EM2,pp.401-414,1972.
10) 星谷勝：確率論手法による振動解析,鹿島出版,1974.
11) 辰巳安良：地震応答スペクトルに関する確率論的考察,土木学会論文集,第356号/I-3,pp.517-526,1985.
12) 能島暢呂,杉戸真太,山根光雄：不規則振動理論に基づく地震動予測モデルの応答スペクトル規定法,第11回日本地震工学シンポジウム論文集,pp.621-626,2001.
13) 尾崎隆司,高田毅士：初通過理論を用いたパワースペクトル密度関数と応答スペクトルの相互変換－日本建築学会･荷重指針の地震荷重(案)に関して－,構造工学論文集,Vol.49B,日本建築学会,pp.343-349,2003.
14) Tajimi,H.：A Statistical Method of Determining the Maximum Response of Building Structure during an Earthquake,Proc.of ⅡWCEE,Tokyo,1960.
15) 柴田明徳：最新 耐震構造解析,森北出版,pp.168-191, 1981.
16) 沢田勉,辻原治,平尾潔,山本英史：地盤のS波速度とQ値の同定問題におけるSLP法の改良とその適用,土木学会論文集,No446/I-19,pp.205-213,1992.

(2006年9月11日受付)