

減衰地震応答を非減衰地震応答の 重ね合わせで得ることに基づく 応答スペクトル減衰補正法の開発

海江田 巧¹・谷口 朋代²・小野 祐輔³

¹ 学生会員 鳥取大学 持続性社会創生科学研究科 (〒680-8552 鳥取県鳥取市湖山町南四丁目 101)

E-mail: m19j6006m@edu.tottori-u.ac.jp

² 正会員 鳥取大学教授 工学研究科 (〒680-8552 鳥取県鳥取市湖山町南四丁目 101)

E-mail: t_tomoyo@cv.tottori-u.ac.jp

³ 正会員 鳥取大学教授 工学研究科 (〒680-8552 鳥取県鳥取市湖山町南四丁目 101)

E-mail: ysk@cv.tottori-u.ac.jp

耐震設計において地震荷重を算定する際、簡単のために応答スペクトルを用いる場合がある。応答スペクトルは予め作成する必要があるが、実際の設計において与えられている応答スペクトルの例として、道路橋示方書に示される、減衰定数 5%のときの 1 自由度-バネ質点系(SDOF)の最大応答を表すものがある。しかし、設計する構造物は減衰定数 5%のものばかりではないので、所要の減衰による応答となるように応答スペクトル値を適宜補正する必要がある。現在、応答スペクトルの減衰補正方法として、統計的に求められた係数 Cd を用いる方法(以下 Cd 法)がある。しかし、Cd 法によって減衰補正した最大応答は時刻歴応答(THA)の最大値を精度良く捉えているとは言い難い。そこで本研究では、Cd 法に代わる簡便かつ精度の良い減衰補正式を開発することを目的とする。

Key Words: response spectrum, damping correction formula, Fourier series, Duhamel's integral, earthquake wave

1. 序

耐震設計において地震荷重を算定する際、簡単のために応答スペクトルを用いる場合がある。応答スペクトルは予め作成する必要があるが、実際の設計において与えられている応答スペクトルの例として、道路橋示方書に示されるものがある。道路橋示方書の応答スペクトルは、減衰定数 5%と任意の固有周期(0sec~5sec まで)を有する 1 自由度-バネ質点系(SDOF)に地震動を作用させ、そのときの SDOF の応答の最大値を表すものがある。しかし、設計する構造物は減衰定数 5%のものばかりではないので、所要の減衰による応答となるように応答スペクトル値を適宜補正する必要がある。

現在、応答スペクトルの減衰補正方法として、統計的に求められた係数 Cd を用いる方法¹⁾(以下 Cd 法)がある。Cd 法による減衰補正は、任意の固有周期と減衰定数 5%を有する SDOF の最大地震応答値に任意の減衰定数に基づく係数 Cd を乗じて、同固有周期と任意の減衰定数を

有する SDOF の最大地震応答値を算定するものである。このように Cd 法は簡便であるものの、減衰補正した最大応答は同減衰定数、固有周期を有する SDOF の時刻歴応答(THA)の最大値を精度良く捉えているとは言い難い²⁾。

そこで本研究では与えられた最大応答と減衰補正されることによって変化する最大応答の関係を理論的に明快にし、Cd 法に代わる簡便かつ精度良い減衰補正式を開発することを目的とする。

2. 本研究で展開する理論

(1) 非減衰地震応答の重ね合わせによる減衰地震応答の表現

地震応答を Duhamel 積分で表現する際、地動加速度をインパルスの集合と考えると、各インパルスに対応する応答を畳み込み積分する。そこであるインパルス $\ddot{z}(\tau)$ が、固有円振動数 n_0 、減衰定数 h_1 を有する SDOF に作用した

時の応答を、フーリエ変換を用いて正弦波、余弦波のフーリエ級数で表すと(1)式を得る(図-1 参照)。

$$\begin{aligned}
 y_\tau(\tau) &= -\ddot{z}(\tau)d\tau \cdot \frac{1}{n'} e^{-h_1 n_0(t-\tau)} \text{sinn}'(t-\tau) u(t-\tau) \\
 &= -\ddot{z}(\tau)d\tau \\
 &\cdot \frac{1}{\pi} \left[\frac{A(\omega_0)}{2} + \sum_{i=1}^{\infty} \left\{ \begin{array}{l} A(\omega_i) \cos \omega_i(t-\tau) \\ + B(\omega_i) \sin \omega_i(t-\tau) \end{array} \right\} \right] \Delta\omega \\
 &\quad (1) \\
 n' &= n_0 \sqrt{1 - h_1^2}, \omega_i = \frac{2i\pi}{T}, \Delta\omega = \omega_{i+1} - \omega_i = \frac{2\pi}{T}, \\
 u(t-\tau) &= \begin{cases} 1 & (t-\tau \geq 0) \\ 0 & (t-\tau < 0) \end{cases}
 \end{aligned}$$

ここで、SDOF の単位インパルス応答のフーリエ余弦変換

$$A(\omega_i) = \frac{n_0^2 - \omega_i^2}{(n_0^2 - \omega_i^2)^2 + 4h_1^2 n_0^2 \omega_i^2}$$

フーリエ正弦変換

$$B(\omega_i) = \frac{2h_1 n_0 \omega_i}{(n_0^2 - \omega_i^2)^2 + 4h_1^2 n_0^2 \omega_i^2}$$

t:時間, $y_\tau(\tau)$:インパルス応答, $\ddot{z}(t)$:地動加速度, n_0 :固有円振動数, h_1 :減衰定数, ω_i :角周波数, T :フーリエ変換する関数の周期, である。

この(1)式で与えられる各インパルスごとの応答であるフーリエ級数を Duhamel 積分と同様に畳み込み積分すると、時刻歴応答 $y(t, n_0, h_1)$ は、

$$\begin{aligned}
 y(t, n_0, h_1) &= \frac{1}{\pi} \left[\frac{A(\omega_0)}{2} \int_0^t \{-\ddot{z}(\tau)\} d\tau \right. \\
 &\quad \left. + \sum_{i=1}^{\infty} \int_0^t \left[\begin{array}{l} A(\omega_i) \{-\ddot{z}(\tau) \cos \omega_i(t-\tau)\} \\ + B(\omega_i) \{-\ddot{z}(\tau) \sin \omega_i(t-\tau)\} \end{array} \right] d\tau \right] \Delta\omega
 \end{aligned}$$

となり、

Duhamel 積分によって与えられる非減衰速度、変位応答は

$$\dot{y}(t, \omega_i, h=0) = \int_0^t \{-\ddot{z}(\tau) \cos \omega_i(t-\tau)\} d\tau$$

$$y(t, \omega_i, h=0) = \frac{1}{\omega_i} \int_0^t \{-\ddot{z}(\tau) \sin \omega_i(t-\tau)\} d\tau$$

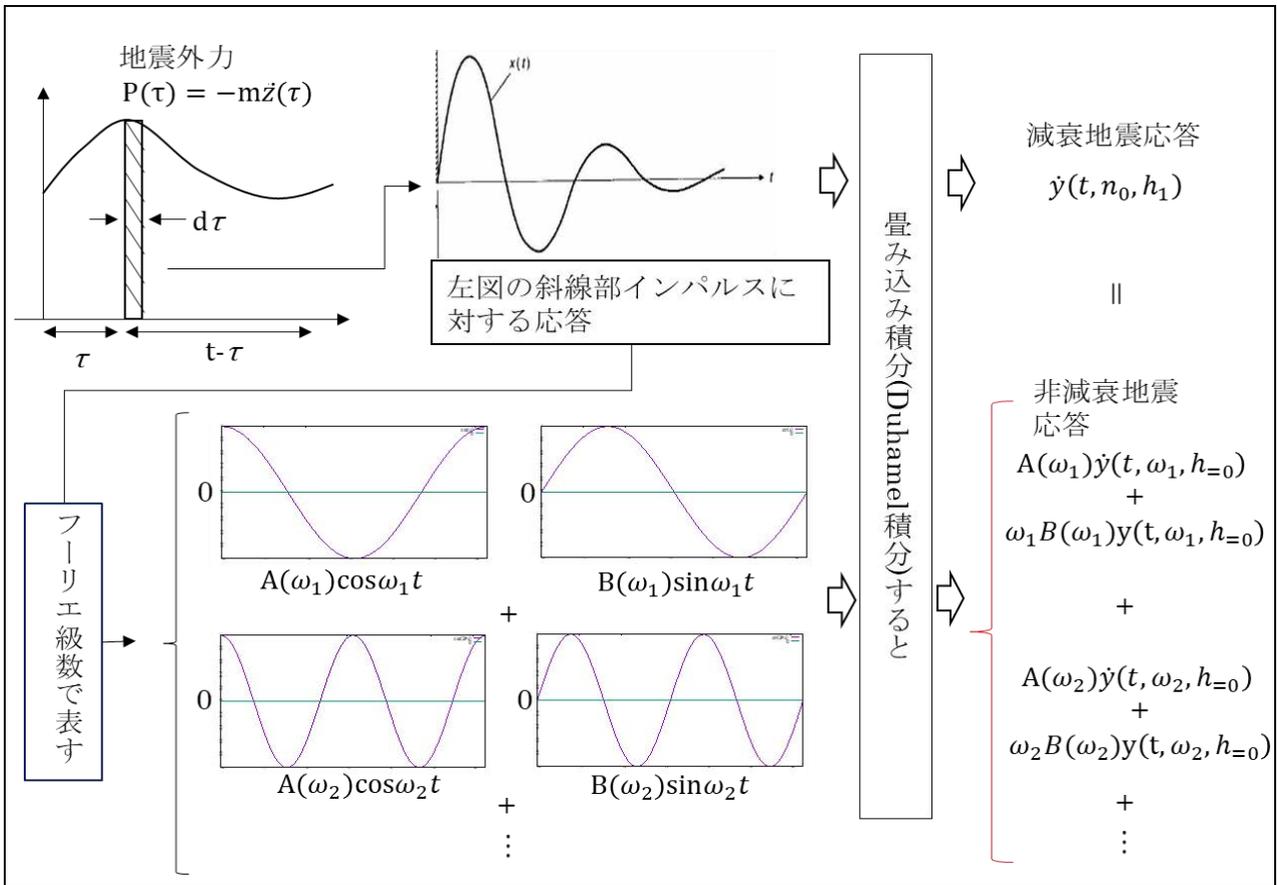


図-1 フーリエ級数で表したインパルス応答の畳み込み

であるので式(2a)を得る.

$$y(t, n_0, h_1) = \frac{1}{\pi} \left[\frac{A(\omega_0)}{2} \dot{y}(t, \omega_0, h_{=0}) + \sum_{i=1}^{\infty} \left\{ \begin{array}{l} A(\omega_i) \dot{y}(t, \omega_i, h_{=0}) \\ + \omega_i B(\omega_i) y(t, \omega_i, h_{=0}) \end{array} \right\} \right] \Delta\omega \quad (2a)$$

また $\Delta\omega \rightarrow d\omega$ として(2b)式を得る.

$$y(t, n_0, h_1) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} [A(\omega) \dot{y}(t, \omega, h_{=0}) + \omega B(\omega) y(t, \omega, h_{=0})] d\omega \quad (2b)$$

結局(2a), (2b)式は, ある固有円振動数 n_0 , およびある減衰定数 h_1 を有する SDOF のある地震動に対する時刻歴地震応答が, 同じ地震動を受ける固有円振動数 ω_i および減衰定数 0%を有する SDOF の時刻歴地震応答に, 単位インパルス応答のフーリエ変換に基づく係数を乗し, その角周波数 ω_i ごとの無数の重ね合わせで得られることを示す. なお, (2a)式の精度検証は3章1節で行う.

(2) 最大応答の評価

a) 減衰応答の2乗平均の算定

固有円振動数 ω_i を持ち, 非減衰 SDOF の時刻歴地震速度応答 $\dot{y}(t, \omega_i, h_{=0})$, および変位応答 $y(t, \omega_i, h_{=0})$ の最大値から, 固有円振動数 n_0 , 減衰定数 h_1 を有する SDOF の時刻歴変位地震応答 $y(t, n_0, h_1)$ の最大値を得ることを試みる.

(2a)式の両辺を2乗して時間平均をとり, 固有円振動数 n_0 , 減衰定数 h_1 を有する SDOF の変位応答の2乗平均を $\sigma_D^2(n_0, h_1)$ とすると

$$\begin{aligned} \sigma_D^2(n_0, h_1) &= \frac{\Delta\omega^2}{\pi^2} E \left[\frac{A(\omega_0)^2}{4} \dot{y}(t, \omega_0, h_{=0})^2 \right. \\ &+ \sum_{i=1}^{\infty} \{ A(\omega_i)^2 \dot{y}(t, \omega_i, h_{=0})^2 + \omega_i^2 B(\omega_i)^2 y(t, \omega_i, h_{=0})^2 \} \\ &+ \sum_{i=1}^{\infty} \omega_i A(\omega_i) B(\omega_i) \dot{y}(t, \omega_i, h_{=0}) y(t, \omega_i, h_{=0}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &+ \frac{A(\omega_0)}{2} \sum_{i=1}^{\infty} \{ A(\omega_i) \dot{y}(t, \omega_i, h_{=0}) + \omega_i B(\omega_i) y(t, \omega_i, h_{=0}) \} \\ &+ \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1, j \neq i}^{\infty} \{ A(\omega_i) \dot{y}(t, \omega_i, h_{=0}) + \omega_i B(\omega_i) y(t, \omega_i, h_{=0}) \} \\ &\quad \times \{ A(\omega_j) \dot{y}(t, \omega_j, h_{=0}) + \omega_j B(\omega_j) y(t, \omega_j, h_{=0}) \} \end{aligned} \quad (3)$$

となる.

ここで, 便宜的に, (3)式における第3項および第4項, 第5項の時間平均は0であるとする. このとき近似的に与えられる変位応答の2乗平均 σ_D^2 を改めて $\sigma_1^2_D$, また速度および変位の THA の2乗の時間平均を $\sigma_0^2_V$, $\sigma_0^2_D$ として, (3)式を書き換えて(4)式とする.

$$\begin{aligned} \sigma_1^2_D(n_0, h_1) &= \frac{1}{\pi^2} \left[\frac{A(\omega_0)^2}{4} \sigma_0^2_V(\omega_0, h_{=0}) \right. \\ &+ \sum_{i=1}^{\infty} \left\{ \begin{array}{l} A(\omega_i)^2 \sigma_0^2_V(\omega_i, h_{=0}) \\ + \omega_i^2 B(\omega_i)^2 \sigma_0^2_D(\omega_i, h_{=0}) \end{array} \right\} \Delta\omega^2 \end{aligned} \quad (4)$$

ここで, $\sigma_1^2_D(n_0, h_1)$:固有円振動数 n_0 , 減衰定数 h_1 を有する SDOF の変位応答の2乗平均の近似値
 $\sigma_0^2_V(\omega_i, h_{=0}) = E[\dot{y}(t, \omega_i, h_{=0})^2]$, $\sigma_0^2_D(\omega_i, h_{=0}) = E[y(t, \omega_i, h_{=0})^2]$: 固有円振動数 ω_i , 減衰定数 h_1 を有する SDOF の速度, 変位応答(THA)の2乗平均である. なお, (4)式の精度検証は, 3章2節で行う.

b) 減衰 SDOF の最大応答の算定

一方, 減衰 SDOF および非減衰 SDOF の, 速度および変位の時刻歴応答の時間平均が0でその確率密度関数が正規分布に従うと仮定し, 標準偏差を σ とする. また, どのような固有円振動数, 減衰定数を有する SDOF の応答であっても, 応答がある超過確率 $\text{Prob}[-a\sigma \leq x \leq a\sigma]$ を満たす時に最大値に達するとして, 標準偏差を用いて速度と変位の最大応答値が $\dot{y}_{max} = a\sigma_V$, $y_{max} = a\sigma_D$ で与えられるとする.

そこで, (4)式の応答の2乗平均 $\sigma_0^2_V(\omega_i, h_{=0})$, $\sigma_0^2_D(\omega_i, h_{=0})$ および $\sigma_1^2_D(n_0, h_1)$ を, それぞれ $\dot{y}_{max}(\omega_i, h_{=0})/a$, $y_{max}(\omega_i, h_{=0})/a$ および $y_{max}(n_0, h_1)/a$ で表して(5a)を得る.

$$\begin{aligned} y_{max}(n_0, h_1) &= \frac{1}{\pi} \sqrt{\left[\frac{A(\omega_0)^2}{4} \dot{y}_{max}^2(\omega_0, h_{=0}) \right. \\ &+ \sum_{i=1}^{\infty} \left\{ \begin{array}{l} A(\omega_i)^2 \dot{y}_{max}^2(\omega_i, h_{=0}) \\ + \omega_i^2 B(\omega_i)^2 y_{max}^2(\omega_i, h_{=0}) \end{array} \right\} \Delta\omega^2 \end{aligned}$$

(5a) 3. 数値計算による検証

更に $\omega_i y_{max}(\omega_i, h_{=0}) = \dot{y}_{max}(\omega_i, h_{=0})$ と与えて(5b)式を得る.

$$y_{max}(n_0, h_1) \equiv \frac{1}{\pi} \sqrt{\left[\frac{A(\omega_0)^2}{4} \dot{y}_{max}^2(\omega_0, h_{=0}) + \sum_{i=1}^{\infty} \{A(\omega_i)^2 + B(\omega_i)^2\} \dot{y}_{max}^2(\omega_i, h_{=0}) \right] \Delta\omega^2} \quad (5b)$$

(1) 非減衰地震応答の重ね合わせによって得た減衰地震応答の精度検証

(2a)式より得た減衰地震応答と nigram の方法より求めた減衰地震応答を比較して, (2a)式の検証する. なお, (2a)式中の非減衰地震応答計算にも nigram の方法を用いた. また, 入力地震加速度には神戸NSを用いた.

図-2 は, SDOF の固有周期 T_0 と減衰定数 h_1 の組み合わせをそれぞれ, $(T_0, h_1) = (0.5s, 0.05), (1.0s, 0.05), (2.0s, 0.05), (5.0s, 0.05), (1.0s, 0.02), (1.0s, 0.20)$ のときごとに(2a)式におけるフーリエ級数の分割幅 $\Delta\omega$ を変え

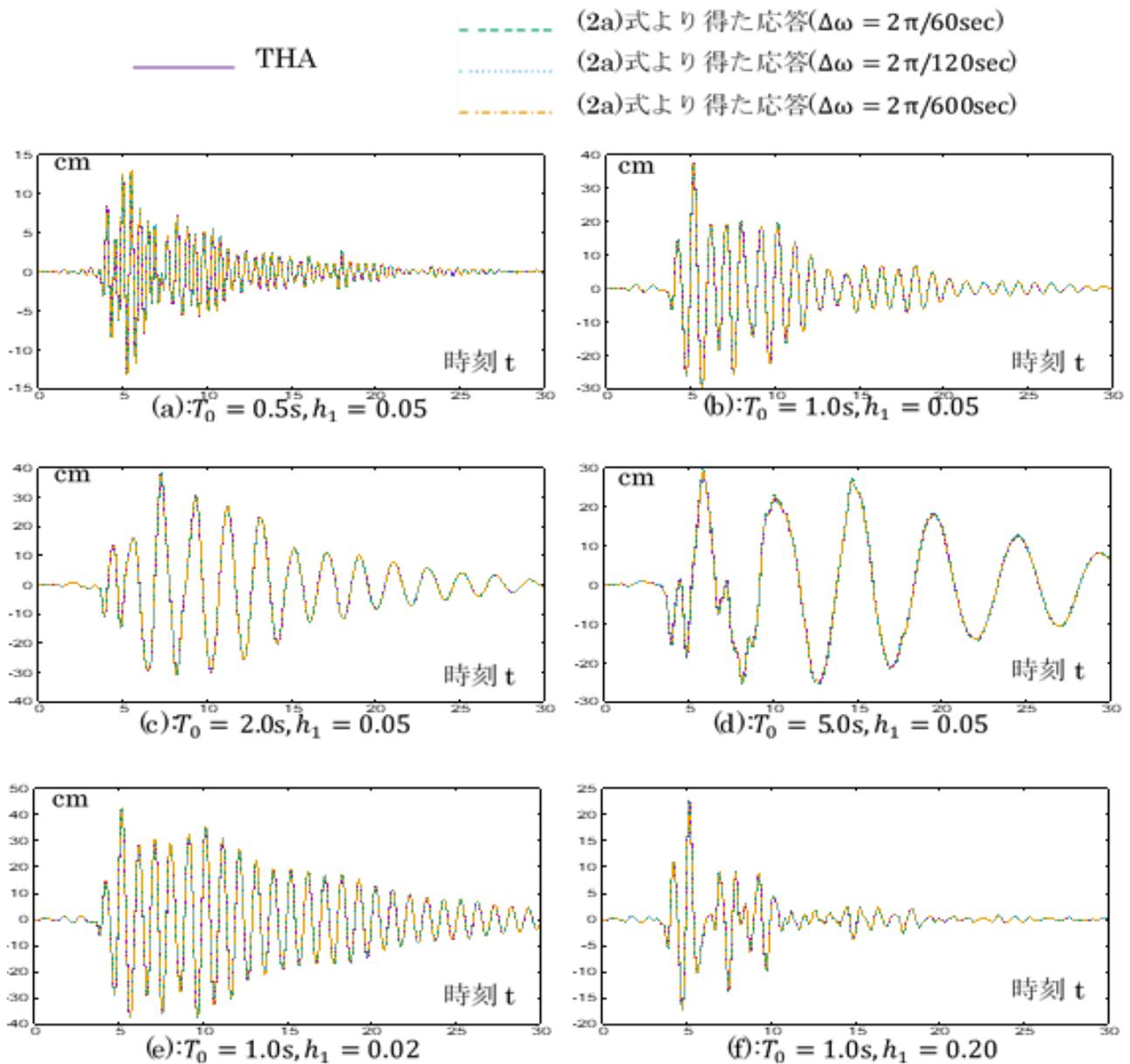


図-2 THA と(2a)式より得た応答

て、非減衰応答の重ね合わせで得た減衰応答と、nigamの方法によって計算したTHAを時刻歴で比較している。ここで、フーリエ級数の角周波数の分割幅 $\Delta\omega$ は、 $\Delta\omega = 2\pi/60\text{sec}$, $2\pi/120\text{sec}$, $2\pi/600\text{sec}$ としてそれぞれの場合ごとに検証している。なおフーリエ級数の角周波数 ω_i の積分区間 $[0 \leq \omega_i \leq \omega_n]$ は

$$\frac{\int_0^{\omega_n} \{|A(\omega)| + |B(\omega)|\} d\omega}{\int_0^{\infty} \{|A(\omega)| + |B(\omega)|\} d\omega} = 0.98$$

となるように ω_n を決めた。

図-2の(a)~(f)ではどれも、(2a)式より求めた応答とTHAはよく一致している。ここで(a)~(f)の精度の違いを鮮明にするために、(2a)式より求めた応答値よりTHAの値を引いた値の時刻歴を示したものが図-3である。

図-3の全ての図より、フーリエ級数の分割幅 $\Delta\omega$ を小

さくすることによって、(2a)式より求めた応答値よりTHAの値を引いた値のばらつきが小さくなることが確認できる。また、図-3の(a): $T_0 = 1.0\text{s}$, $h_1 = 0.05$ と(d): $T_0 = 5.0\text{s}$, $h_1 = 0.05$ を比べると固有周期が大きいほうがばらつきが大きいことが分かる。これは固有周期が大きいほうが(2a)式中のフーリエスペクトル $A(\omega_i)$, $B(\omega_i)$ に対してフーリエ級数の分割幅 $\Delta\omega$ が相対的に大きくなるためだと思われる。ここで、一般に減衰定数が大きいほどフーリエスペクトル $A(\omega_i)$, $B(\omega_i)$ が扁平になるので、図-3の(e): $T_0 = 1.0\text{s}$, $h_1 = 0.02$ より(f): $T_0 = 5.0\text{s}$, $h_1 = 0.20$ の方がばらつきが小さくすると予想される。しかし図-3の(e): $T_0 = 1.0\text{s}$, $h_1 = 0.02$ と(f): $T_0 = 1.0\text{s}$, $h_1 = 0.20$ を比べると、おそらくフーリエ級数の分割幅 $\Delta\omega$ が十分に小さかったため、ほとんど差は出なかった。

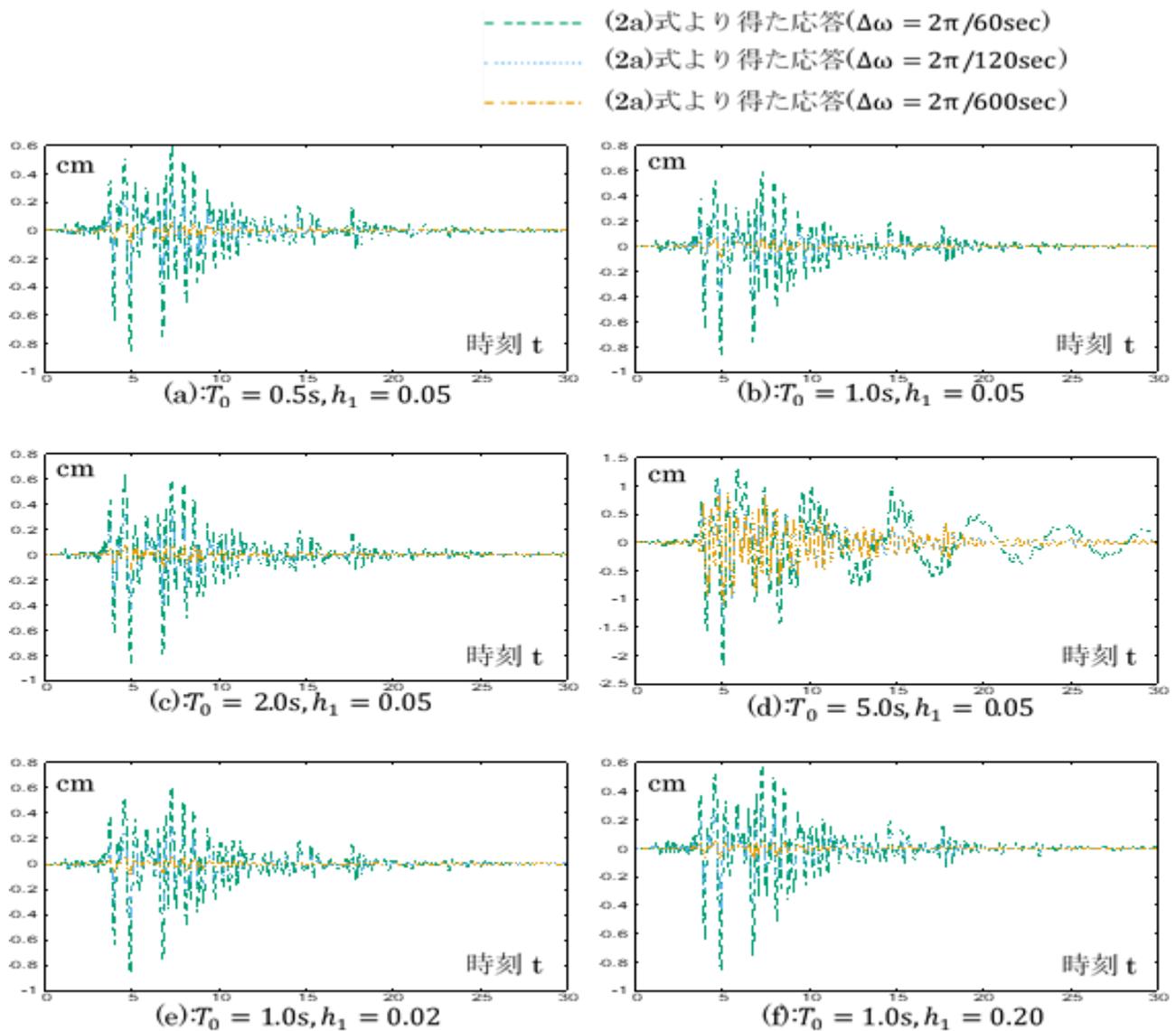


図-3 (2a)式より得た応答とTHAの差

(2) 非減衰応答の2乗平均の和によって減衰応答の2乗平均を与えることの検証

固有円振動数 n_0 、減衰定数 h_1 を有する SDOF の変位の THA の2乗平均 $\sigma_{D_0}^2(n_0, h_1)$ と、(4)式のように固有円振動数 ω_i を有する非減衰 SDOF の速度および変位の THA の2乗平均 $\sigma_{V_0}^2(\omega_i, h_{=0})$, $\sigma_{D_0}^2(\omega_i, h_{=0})$ の角周波数 ω_i ごとの無数の足し合わせによって得た変位の減衰応答の2乗平均 $\sigma_{1D_0}^2(n_0, h_1)$ を固有周期ごとに比べる。

まず、図-4(a)は $\Delta\omega = 2\pi/60\text{sec}$ として、減衰定数 $h_1 = 0.02, 0.05, 0.20$ それぞれの場合について、神戸 NS 地震動を用いて、(4)式より得た変位の減衰応答の2乗平均 $\sigma_{1D_0}^2(n_0, h_1)$ と変位の THA の2乗平均 $\sigma_{D_0}^2(n_0, h_1)$ を固有周期ごとに比較した結果である。また、図-4(b)はフーリエ級数の角周波数 ω_i の周波数領域の積分区間は変えずに分割数を倍(以下倍精度と呼ぶ)にして、減衰定数 $h_1 = 0.02, 0.05, 0.20$ それぞれの場合について、神戸

NS 地震動を用いて $\sigma_{1D_0}^2(n_0, h_1)$ と $\sigma_{D_0}^2(n_0, h_1)$ を固有周期ごとに比較した結果である。ただし、 $\Delta\omega = 2\pi/T$ より倍精度となると時間領域において平均をとる時間が2倍になる。そのため2乗平均の値も小さくなる。

図-4(a), (b)を見ると、固有周期が大きくなるほど、固有円振動数 n_0 、減衰定数 h_1 を有する SDOF の THA の2乗平均 $\sigma_{D_0}^2(n_0, h_1)$ と、(4)式のように固有円振動数 ω_i を有する非減衰 SDOF の THA の2乗平均 $\sigma_{V_0}^2(\omega_i, h_{=0})$, $\sigma_{D_0}^2(\omega_i, h_{=0})$ の角周波数 ω_i ごとの無数の足し合わせによって得た減衰応答の2乗平均 $\sigma_{1D_0}^2(n_0, h_1)$ とのばらつきが大きくなっている。これは固有周期が大きくなるほど(2a)式で得る重ね合わせ応答の精度が悪くなるためだと思われる。

また、図-4(a)と図-4(b)を比べると、角周波数 ω_i の分割幅 $\Delta\omega$ が小さくなるほど $\sigma_{1D_0}^2(n_0, h_1)$ が精度よく $\sigma_{D_0}^2(n_0, h_1)$ を表すことが予測される。

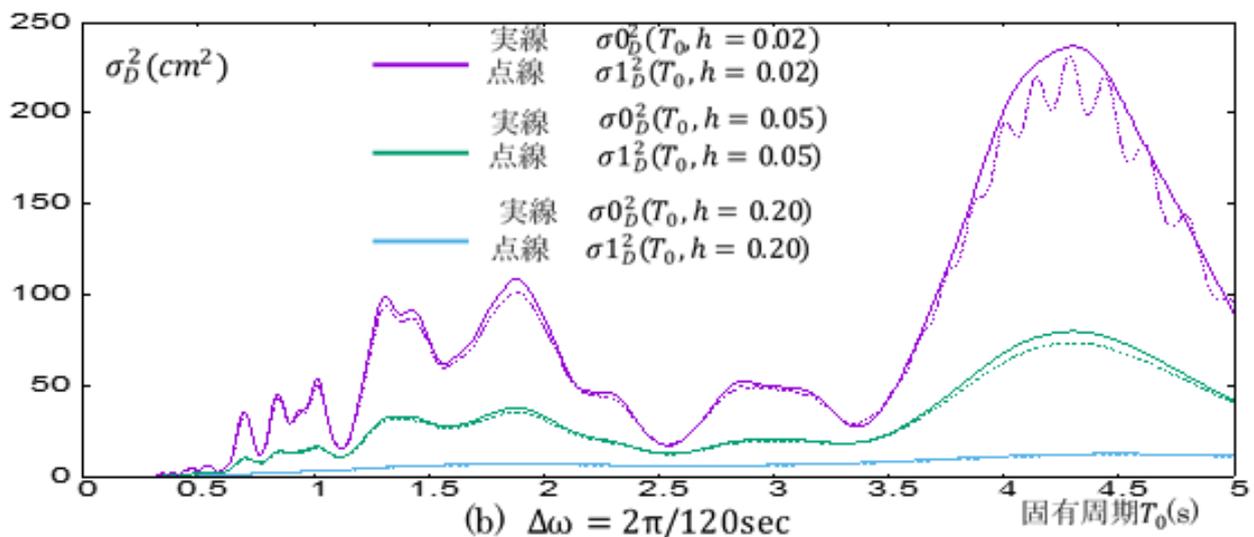
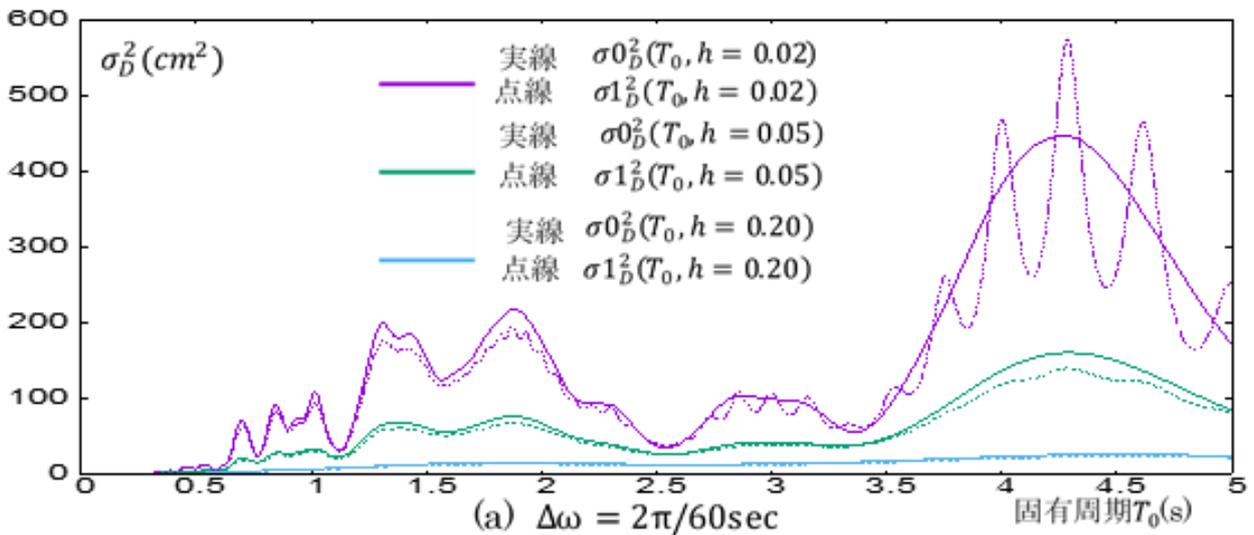


図4 $\sigma_{1D_0}^2(n_0, h_1)$ と $\sigma_{D_0}^2(n_0, h_1)$ の比較

(3) 提案した減衰補正式の検証

図-5は、THAで求めた神戸NS地震動の応答スペクトルと、固有周期ごとに(5a)式より求めた最大変位応答を比較したものである。図-5(a)は、減衰定数 $h_1 = 0.02$ 、フーリエ角周波数の分割幅 $\Delta\omega = 2\pi/60\text{sec}$ とその倍精度 $\Delta\omega = 2\pi/120\text{sec}$ の場合を示し、図-5(b)は $h_1 = 0.20$ の場合のそれらである。

地震動およびその応答の確率密度関数は本来正規分布に従うと限らず、地震動は確率論的な立場から不規則振動とはいえない。しかし(4)式においてSDOFの地震応答をSDOFのパラメータに関わらず一定の超過確率で最大応答に達すると仮定した。さらに応答の標準偏差の a 倍(a が一定)と与えた応答の最大値を、それらの2乗和平方根をとって(5a)式を得た為、図-5のように応答スペクトルと(5a)式より求めた最大変位応答に大きな差が出たと考えられる。

そこで(5)式の導出の際に、どのような固有円振動数、減衰定数を有するSDOFの応答であっても、応答がある超過確率 $\text{Prob}[-a\sigma \leq x \leq a\sigma]$ (a :任意の定数、 σ :応答の標準偏差)を満たす時に最大値に達するとして、標準偏差を用いて速度と変位の最大応答値が $\dot{y}_{max} = a\sigma_v$ 、 $y_{max} = a\sigma_D$ で与えられるとすると仮定したことの是非について検討する。

図-6(a)は、THAより求めた変位の最大値 $y_{max}(T_0, h_1)$

および標準偏差 $\sigma_D(T_0, h_1)$ を固有周期ごとにプロットし、また図-6(b)は、それらの比 y_{max}/σ_D を固有周期ごとにプロットしたものである。図-6(a)より最大値 y_{max} と標準偏差 σ_D の概形は似ているが、図-6(b)の比 y_{max}/σ_D を見ると2~5倍となっていることが分かる。(5)式では、応答の最大応答値を $y_{max}(T_0, h_1) = a\sigma_D(T_0, h_1)$ (a が一定)として与えることから(5)式の精度が劣る理由は、図-6(b)に示される比 y_{max}/σ_D のばらつきが原因であると考えられる。

4. まとめ

本研究では、減衰地震応答を非減衰地震応答の重ね合わせで与えることができる(2a)式を導出し、3章1節で(2a)式の確かさを検証した。また(2a)式を基に、減衰地震応答の2乗平均を非減衰地震応答の2乗平均の重ね合わせで与える(4)式を提案し、3章2節でその検証を行った。そして、どのような固有円振動数、減衰定数を有するSDOFの応答であっても、応答がある超過確率 $\text{Prob}[-a\sigma \leq x \leq a\sigma]$ (a :任意の定数、 σ :応答の標準偏差)を満たす時に最大値に達するとして、標準偏差を用いて速度と変位の最大応答値が $\dot{y}_{max} = a\sigma_v$ 、 $y_{max} = a\sigma_D$ で与えられるとするという仮定と、(4)式を基に、

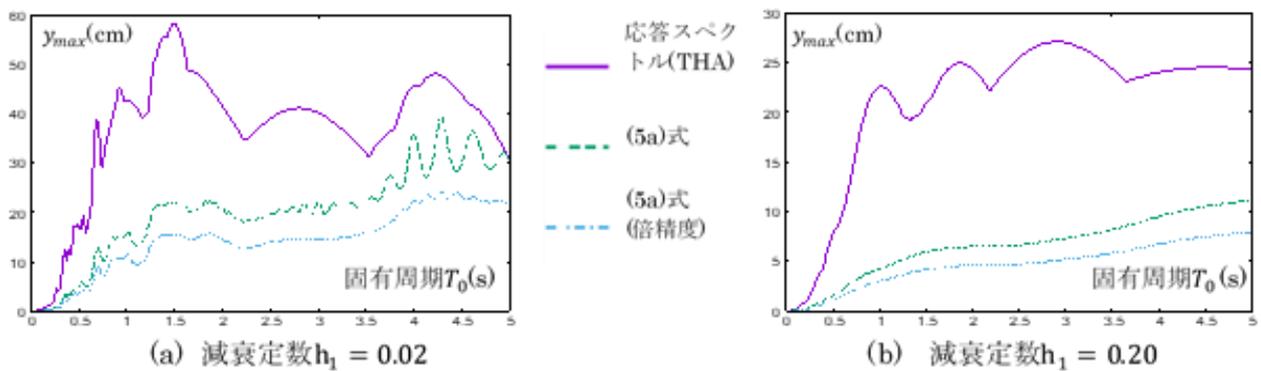


図-5 最大変位応答と(5a)式で求めた最大変位応答の比

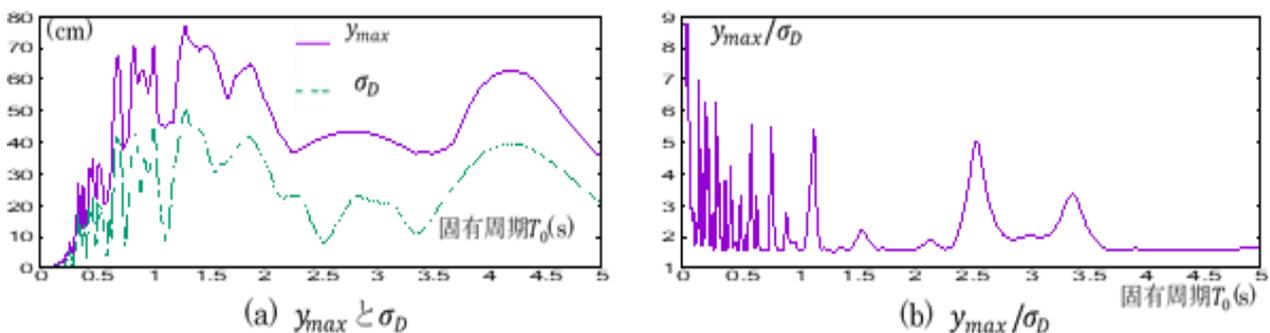


図-6 非減衰変位応答(THA)の最大値 y_{max} と標準偏差 σ_D とその比

減衰応答の最大値を非減衰応答の最大値の重ね合わせで算定する(5)式を提案した。

3章1節の検証で、(2a)式で与えた減衰応答はTHAの減衰応答を良く捉え、また3章2節の検証で、(4)式で近似的に与えられた減衰応答の2乗平均 $\sigma_D(n_0, h_1)$ はTHAの2乗平均を概ね表せることを示した。しかし本研究で提案した応答スペクトルの減衰補正式の(5)式は、図-6を見ると分かるように、どのような固有円振動数、減衰定数を有するSDOFの応答であっても、応答がある超過確率 $\text{Prob}[-a\sigma \leq x \leq a\sigma]$ (a :任意の定数、 σ :応答の標準偏差)を満たす時に最大値に達するとして、標準偏差を用いて速度と変位の最大応答値が $\dot{y}_{max} = a\sigma_v$ 、 $y_{max} = a\sigma_D$ で与えられるとすると仮定したことはあまり適切でないため、(5)式による減衰応答の近似の精度が劣ることを示した。

今後の課題として、応答スペクトルの減衰補正式は、道路橋示方書によって与えられている減衰定数5%の応

答スペクトルが基準となる。そのため減衰地震応答を減衰地震応答の重ね合わせで得る方法を提案することを今後の課題とする。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路示方書・同解説, V 耐震設計編, pp12-29, 2002. 3.
- 2) 横川英彰, 阿部雅人, 吉田純司, 不規則振動論による応答スペクトルの減衰補正, 土木学会地震工学論文集, 2003.
- 3) 松下泰雄:フーリエ解析—基礎と応用—, pp. 1-32, pp61-83, 培風館, 2001.
- 4) 柴田明德:最新耐震構造解析第2版, pp168-191, 森北出版, 2003.

?
?

Development of response spectrum damping correction method based on obtaining damped earthquake response by superposition of non-damped earthquake response

Takumi KAIEDA, Tomoyo TANIGUCHI and Yusuke ONO

When calculating seismic loads in seismic design, response spectra may be used for simply calculated. The response spectrum needs to be created in advance. As an example of the response spectrum given in the actual design, the maximum response of single-degree-of-freedom (SDOF) when the damping constant is 5% is shown in the "Manual for Asphalt Pavement". However, since structures to be designed are not limited to those with a damping constant of 5%, it is necessary to appropriately correct the response spectrum value so that the response due to the required damped response is obtained. Currently, there is a method using the coefficient C_d obtained statistically (hereinafter referred to as the C_d method) as a method for correcting attenuation of the response spectrum. However, the maximum response corrected for attenuation by the C_d method is inaccurate compared to the maximum of time history analyses (THA). So, the purpose of this study is to develop a simple and accurate attenuation correction formula to replace the C_d method.