確率統計的地震入力に基づく免震系の基本応答特性と 最適パラメーター

FUNDAMENTAL DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTICS AND OPTIMUM PARAMETERS OF BASE ISOLATED STRUCTURES BASED ON NONWHITE RANDOM PROCESS

浅野幸一郎*, 平松昌子**

Koichiro ASANO and Masako HIRAMATSU

The purpose of this study is to develop an analytical approach to the estimation of random response of the multi-story base isolated structure with the viscous damping and the hysteretic damping characteristics. The stochastic second order moment of an earthquake response of the multi-story base isolated structure are obtained by solving a simple simultaneous first order algebraic equation. The optimum damping characteristics of the base isolation system are determined by the solution of extreme value problem for the objective function defined as the combination of the stochastic earthquake response of the superstructure.

Keywords : optimum viscous damping, optimum hysteretic damping, stochastic second order moment response, multi-story base isolated structure

最適粘性減衰, 最適履歴減衰, 統計的2次モーメント応答, 多質点免震構造物

1. 序

地震国日本の建築構造として、耐震構造に代わり注目されている免震あるいは制震構造のうち前者については、試作の段階から実用の段階に入りつつある。しかしながら、免震層を構成するアイソレーターまたはダンパー（以下、免震機構）については、地震入力のランダム性に伴い見込まれる変形または耐力上の余裕は別として、それらの適性度については問われていないようである。つまり免震構造が下部構造を形成するとき、それが上部構造の最適耐震安全性につながるのかどうか問題となるはずである。本論のねらいは、この点について基礎的な検討を加えるために、確率統計的地震応答に基づいた解析手法を開発し、その数値解析例を免震系の基本応答特性とともに示すことにある。

このねらいに沿って、地震入力として筆者らが建築架構の地震信頼性の検討のために用意したモデル、すなわち表層地盤の地動加速度波形の最大振幅、卓越振動数とスペクトルの形状係数により規定される非定常ノン・ホワイトランダム過程を、本論では定常のそれとして採用

する。定常入力を採用するのは、系の広範なパラメトリックサーベイに適しているからに他ならない。

ところが、定常入力を前提としても、一般に多自由度系の確率系統計的地震応答を求めることは必ずしも容易ではなく、例えば、伝達関数の実部の振動数に関する無限積分評価などの煩雑な手法によらねばならない。しかし本論では、既報の非定常過程を対象とする微分方程式の解を時間軸上で求める代わりに、定常過程を前提とした既報¹⁾で開発した手法—簡単な連立1次方程式の解としてそれを求めている。

免震機構の最適性については、それを規定する動的パラメータを変数とし、上部構造の確率統計的地震応答またはそれらの線形結合を目的関数とする極値問題の解として与えられる。

2. 解析手法

2.1 免震機構のモデル化

一般にアイソレーターとダンパーで構成される免震機構は、1階基礎梁と基礎との間に設置される。アイソレー

* 関西大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering Kansai Univ., Dr. Eng.

** 関西大学工学部建築学科 大学院生・修士(工学)

Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering Kansai Univ., M. Eng.

ターは建築物と地盤とを振動的に絶縁する機構であり、鉛直方向に比べ水平方向の剛性が極めて低い支承により上部構造物を支持し、構造物全体の長周期化を計るための装置である。一方、ダンパーはアイソレーターが水平方向に過大変形することを抑制し、入力エネルギーを吸収するための装置である。ダンパーは作動原理の観点から、①速度依存型の粘性抵抗を利用する粘弾性ダンパーと、②履歴特性をもち履歴消費エネルギーを利用する履歴ダンパーなどに分類できる²⁾。本論の解析に用いる免震機構としては、これらの点を考慮にいれて、①粘弾性免震機構と②免震層の挙動が Positive-Deficiency 特性³⁾ (以下簡単のため p.d. 特性と記す) で表される履歴特性に従う粘塑性免震機構を設定する。この履歴特性は、地震時の系の挙動が強い塑性域にまで至る応答性状の定性的傾向を十分に把握できるであろうこと³⁾を考慮し、問題の簡略化のために採用している。

2.2 統計的等価線形化法

履歴特性を持つ系のランダム応答の評価のために、本論で取り扱う p.d. 特性 (図-1) は、統計的等価線形化法により以下のように線形化される。

p.d. 特性 ϕ は、次式により表される。

$$\phi(x, \dot{x}; \delta) = rx + (1-r)\delta \operatorname{sgn}(\dot{x}) \cdots \cdots (1)$$

(1) 式中、 x , $\dot{x}$, r および δ は、それぞれ、系の変位、速度、塑性分枝勾配および Bi-Linear 形復元力特性の弾性限変位に対応する変位パラメータを表している。また、 $\operatorname{sgn}(\ast)$ は符号関数を表し、確率統計的手法に基づく応答解析を行うために、この符号関数に等価線形化法を適用すると、 $E[\ast]$ を平均演算子とし、 $\dot{x}$ の正規性を仮定して、

$$\operatorname{sgn}(\dot{x}) \cong E \left[\frac{\partial}{\partial \dot{x}} |\operatorname{sgn}(\dot{x})| \right] \dot{x} \cong \sqrt{\frac{2}{\pi}} \frac{\dot{x}}{\sigma_{\dot{x}}} \cdots \cdots (2)$$

となる。ここで $\sigma_{\dot{x}}$ は $\dot{x}$ の標準偏差応答を示す。(1) 式に (2) 式を代入すれば、

$$\phi(x, \dot{x}; \delta) = rx + (1-r)\delta \sqrt{\frac{2}{\pi}} \frac{\dot{x}}{\sigma_{\dot{x}}} \cdots \cdots (3)$$

となる。

2.3 統計的 2 次モーメント応答の常微分方程式の誘導

一般に、入力地動加速度 f を受ける多質点線形構造物の基礎運動方程式は、

$$[m]\ddot{x} + [c]\dot{x} + [k]x = -[m]1f \cdots \cdots (4)$$

となる。ここで $|x|$, $|\dot{x}|$ および $|\ddot{x}|$ はそれぞれ相対変位応答ベクトル、相対速度応答ベクトル、および相対加速度応答ベクトル、 $[m]$, $[c]$ および $[k]$ は、それぞれ質量マトリックス、線形粘性減衰係数マトリックス、および剛性マトリックスを示す。ここで、 $\cdot$, $\ddot{\cdot}$ はそれぞれ時間に関する 1 階、2 階微分を表す。相対座標系の運動方程式を層間座標系の運動方程式に変換すると、(4) 式は、

$$-\frac{d}{dt} u_i = \sum_{j=1}^n a_{ij} u_j + b_i f \cdots \cdots (5)$$

と表される。ここで、 u_i は層間変位応答 ($i=1 \sim n$) および層間速度応答 ($i=n+1 \sim 2n$) を表し、 n は層数、 a_{ij} は系の粘性減衰と剛性を含むマトリックスの要素である。 f は基盤にホワイトノイズ過程 $\dot{w}$ を受ける表層の絶対加速度応答であって、加速度波形関数の卓越振動数 ω_g とスペクトルの山の鋭さを規定する形状係数 h_g で規定され、次式で与えられる⁴⁾。

$$f = \ddot{z} + \dot{w} = -(2h_g\omega_g\dot{z} + \omega_g^2 z) \cdots \cdots (6)$$

ここで、 z , $\dot{z}$ は表層地盤の相対変位と相対速度応答である。(6) 式で与えられる f の定常パワースペクトル密度は、 f の 2 乗平均値を σ_f^2 として次式で与えられる。

$$S_f(\omega) = \frac{4h_g}{(1+4h_g^2)\omega_g} \cdot \frac{\omega_g^4 + 4h_g^2\omega_g^2\omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4h_g^2\omega_g^2\omega^2} \sigma_f^2 \cdots \cdots (7)$$

さて、(5) 式を規定する状態変数 u_i ($i=1 \sim 2n$) に加えて、新たに z , $\dot{z}$ を状態変数 $u_{2n+1}=z$, $u_{2n+2}=\dot{z}$ として、それらの積 $u_i \times u_j$ を時間 t で微分し、 $E[u_i u_j] = m_{ij}$ と表記すれば、 m_{ij} に関する常微分方程式は、(5) 式 (6) 式より、

$$\dot{m}_{ij} = \sum_{k=1}^{\tilde{n}} (a_{ik} m_{kj} + a_{jk} m_{ki}) + b_i E[\dot{w} u_j] + b_j E[\dot{w} u_i] \cdots \cdots (8)$$

となる¹⁾。ここで、 $\tilde{n}=2n+2$ を示す。また、(6) 式より、ノンホワイトランダム過程 f の振幅包絡線関数が、2 乗平均の形、すなわち、

$$\sigma_f^2 = 4h_g^2\omega_g^2 m_{\tilde{n}\tilde{n}} + 4h_g\omega_g^3 m_{\tilde{n}-1\tilde{n}} + \omega_g^4 m_{\tilde{n}-1\tilde{n}-1} \cdots \cdots (9)$$

と表現される。(8) 式中、 $E[\dot{w} u_i]$, $E[\dot{w} u_j]$ は、 u_i または u_j が $\dot{z}$ とならない場合 ($i, j \neq \tilde{n}$)、恒等的に零となり、 u_i または u_j が $\dot{z}$ となる場合 ($i, j = \tilde{n}$)、(9) 式を用いて、 $m_{\tilde{n}\tilde{n}}$ を算出すれば、ノンホワイトランダム過程を地震入力とする系となる。本論では、広範囲なパラメトリックサーベイをも実施する関係から、まず、定常応答過程を解析対象とする。すなわち、 $\dot{m}_{ij}=0$ とし、 $m_{ij}=M_i$ と表記すれば、(8) 式は、

$$[A]|M| = |B| \cdots \cdots (10)$$

のごとく書き換えられ、統計的 2 次モーメント応答に関する簡単な連立線形代数方程式が得られる¹⁾。ここで、 $[A]$ は地震入力と系の粘性および剛性を含む (8) 式の $[a]$ をもとに拡張されたマトリックス、 $|B|$ は地震入力の卓越振動数 ω_g とスペクトルの山の鋭さを規定する形状係数 h_g および振幅包絡線関数による非斉次ベクトルであり、次節の『数値解析例とその結果』で、その要素について説明する。一方、入力地動加速度 f を受ける免震層の履歴特性を p.d. 特性とする多質点非線形構造物の等価線形化法をほどこした基礎運動方程式は、

$$[m]\ddot{x}+[c']\dot{x}+[k']x=-[m]1\ddot{f} \cdots (11)$$

となる。ここで、この場合の統計 2 次モーメント応答のための連立方程式の誘導過程は、多質点線形構造物の運動方程式 (4) 式を統計 2 次モーメント応答に関する連立線形代数方程式 (10) 式に置換する場合と基本的に異なる。しかし、(11) 式では免震層の履歴特性に p. d. 特性を用いるために、(3) 式に示される等価線形化された履歴特性の影響により、線形粘性減衰マトリックス $[c']$ は、(4) 式の $[c]$ にある免震層に関する項に、非線形要素が組み込まれ、また剛性マトリックス $[k']$ は、(4) 式の $[k]$ の内、免震層に関する剛性 k_1 を rk_1 に変換し得られる。

2.4 最大変位応答の近似評価

最大変位応答の近似評価については、非定常過程の場合について示している⁵⁾。ここではそれを定常過程に拡張した場合を示す。

微小な時間 $[dt]$ 間に非定常変位応答が閾値レベル λ_i を超過する確率分布を Poisson 分布とし、変位と速度応答の同時確率分布を 2 次元の Gaussian 分布に近似できるものとする。継続時間 t_d 中に、 $u_i(t)$ が閾値レベル λ_i を超過する確率 $p_i(t_d)$ は正負の両勾配を考慮し、また、 λ_i が最大値であるとすれば、本論の応答の定常性の仮定より、

$$\lambda_i = \sigma_{u_i} \sqrt{2 \log_e \left(\frac{t_d \sigma_{\dot{u}_i}}{\pi \sigma_{u_i}} \right)} \cdots (12)$$

となり、これが、定常過程での i 層の近似的な最大変位応答となる。ここで、 σ_{u_i} 、 $\sigma_{\dot{u}_i}$ はそれぞれ i 層の層間変位応答および層間速度応答の標準偏差応答である。

$$[a] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_d^2 & \mu\omega^2 & -2h_d\omega_d & 2\mu h\omega & \omega_g^2 & 2h_g\omega_g \\ \omega_d^2 & -(1+\mu)\omega^2 & 2h_d\omega_d & -2(1+\mu)h\omega & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\omega_g^2 & -2h_g\omega_g \end{bmatrix} \cdots (17)$$

粘塑性免震建物に関しては、

$$[a] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & & 1 & & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & & 0 & & 1 & 0 & 0 \\ -r\omega_d^2 & \mu\omega^2 & -2h_d\omega_d - \omega_d^2(1-r)\delta\sqrt{\frac{2}{\pi}}\frac{1}{\sigma_z} & 2\mu h_2\omega_2 & \omega_g^2 & 2h_g\omega_g \\ r\omega_d^2 & -(1+\mu)\omega^2 & 2h_d\omega_d + \omega_d^2(1-r)\delta\sqrt{\frac{2}{\pi}}\frac{1}{\sigma_z} & -2(1+\mu)h_2\omega_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\omega_g^2 & -2h_g\omega_g \end{bmatrix} \cdots (18)$$

となる。(17)、(18) 式中 ω_d 、 ω はそれぞれ免震層と上部構造物の固有角振動数、 h_d 、 h はそれぞれ免震層と上

2.5 免震機構の最適動力学パラメーターの推定

本論では、免震機構の粘性減衰や履歴減衰に依存する上部構造物の 2 次モーメント応答を目的関数 J とすると、

$$|J| = |M| = [A]^{-1}|B| \cdots (13)$$

一方、免震機構を規定する動力学パラメーター（以下制御変数という）を一般に $|\chi|$ とし、(10) 式を χ で微分し、

$$\frac{\partial A}{\partial \chi} |M| + [A] \left\{ \frac{\partial}{\partial \chi} M \right\} = |0| \cdots (14)$$

が得られる。したがって、(13) 式より、

$$\left\{ \frac{\partial M}{\partial \chi} \right\} = [c]|B| \cdots (15)$$

ただし、

$$[c] = -[A]^{-1} \left[\frac{\partial A}{\partial \chi} \right] [A]^{-1} \cdots (16)$$

が得られる。したがって、 $\frac{\partial J}{\partial \chi} = 0$ で目的関数 J は極値を持ち、この時の χ が上部構造物の応答が最小となるような免震機構を規定する最適動力学特性値となる。

3. 数値解析例とその結果

3.1 解析対象構造物モデル

上部構造物の応答は、免震機構を取り付けることにより抑制され、その振動は弾性領域にとどまることが一般に期待される。また、地震入力を受ける上部構造物は基本モードによる振動が支配的であり、上部の多質点構造物は、1 質点弾性構造物に置換することが可能であろう。本論では、解析対象構造物モデルは、図-2 に示すような粘弾性免震機構を取り付けた免震建物と粘塑性免震機構を取り付けたものとする。これらのモデルに対する、2.3 節の $[a]$ マトリックスは、粘弾性免震建物に関しては、

部構造物の非連成線形粘性臨界減衰比、 h_g 、 ω_g は入力スペクトルのピークの鋭さを示す形状係数と卓越振動数

図—1 p-d. 特性

図—2 解析対象構造物モデル

を示す。ここでは、免震建物の基本固有周期 (T_f) を 3.0 秒、上部構造物の固有周期 (T) と臨界減衰比 (h) を 0.3 秒と 0.05、入力地震動のスペクトルの形状係数 (h_g) を 0.5、卓越振動数 ($f_g = \frac{\omega_g}{2\pi}$) を 3.0 Hz、最大入力地動加速度振幅 ($f_{\max}$: 本論では近似的に $3\sigma_f$ として与えている) を粘弾性免震系では 200 gal, 粘塑性免震系では 400 gal を標準パラメータとする。これらの値は、各々、建物の挙動をおおむね弾性領域にとどめるべきレベルと、人命への重大な損害を回避すべきレベルに対応している。

3.2 粘弾性免震系

図—3 は、図—2(a) に示す粘弾性免震構造物モデルに対する統計的 2 次モーメント応答を (10) 式により求め、 $h_d=0.01 \sim 1.0$ に対して上部構造物と免震層の最大層間変位応答が f_g をパラメータに選び描かれている。この図から f_g が増加するにつれて、免震層の臨界減衰比に対する系の応答量は鋭敏に減少することが分かる。このことより、 f_g が大きな場合の方が系の最大層間変位応答は抑えられ、したがって、入力地震動のスペクトルの卓越振動数が高い地盤、一般に、硬質地盤では、免震効果が大きいことが期待される。また、 $h_d=0.01 \sim 1.0$ の範囲で上部構造物の応答が最小となる最適臨界減衰比 (h_{opt}) が存在することがわかる。さらに、同図より、 h_d が 0.4 以上で上部構造物の最大層間変位応答は、 h_d に対して余り変化しなくなり、ほぼ一定の値となる。

免震系の最適動力学パラメータ (h_{opt}) およびこれに

図—3 免震層の臨界減衰比に対する最大層間変位応答 (粘弾性免震系)

対応する上部構造物および免震層の応答と系の特性との関係を明確に示すために、図—4 には、2.5 節 (15) 式の制御変数に関する偏微分が零となる、すなわち、上部構造物の統計的 2 次モーメント応答が最小となる h_{opt} および上部構造物と免震層の 2 次モーメント応答が、 f_g に対して T_f をパラメータに選び描かれている。同図 (a) では、卓越振動数が大きくなるにしたがって、 h_{opt} は 0.9 に収束し、同図 (b) より、上部構造物の応答が低減され、免震効果が顕著に現れており、また、同図 (c) では、 $f_g < 1$ で免震層の応答は最大値を持ち、 $f_g \geq 1$ では応答は減少する傾向がある。このことは、免震構造物の基本固有周期 (3 秒) 付近で共振現象が起きていることによると考えられる。

3.3 粘塑性免震系

図—2(b) に示す粘塑性免震構造物モデルに対する 2 次モーメント応答を求めた結果のうちから、最大変位応答が、図—5 は $f_{\max}$ 、図—6 は f_g をパラメータとし、免震層の降伏加速度比 q ($f_{\max}$ に対する系の降伏加速度の比) に対して描かれている。図—5 から、 $f_{\max}$ にかかわらず、上部構造物の最大変位応答が最小となる最適値 (q_{opt}) は、約 0.1 となり、 q が 0.05~0.5 の範囲で最適値が必ず存在することが分かる。 q_{opt} (ここでは、降

図—4 上部構造物の統計的 2 次モーメント応答が最小となる地震動の卓越振動数に対する各種応答

伏加速度比が 0.1) に対する上部構造物と免震層の最大変位応答はそれぞれ, 0.13 cm, 0.26 cm, 0.39 cm と 8.9 cm, 17.8 cm, 26.7 cm となる。すなわち, f_{max} を整数倍すれば, 最大層間変位応答も整数倍となる。これは, 本論で履歴特性を $p-d$ 特性としたことによるものであって, 他の種類の履歴特性については検討が必要である。図—6 より, f_g が増加するにつれて, 上部構造物の応答は急激に減少する傾向を示し, 免震効果も顕著である。

粘塑性免震機構の持つ応答の低減効果は, 履歴減衰と線形粘性減衰の両者によってもたらされる。そこで, 応答の低減効果に及ぼす 2 種類の減衰 (履歴減衰と線形粘

図—5 免震層の降伏加速度比に対する最大層間変位応答 (粘塑性免震系)

図—6 免震層の降伏加速度比に対する最大層間変位応答 (粘塑性免震系)

図一七 免震層の臨界減衰比に対する最大層間変位応答 (粘塑性免震系)

図一八 免震層の降伏加速度比に対する最大層間変位応答 (粘塑性免震系)

図一九 上部構造物の統計的2次モーメント応答が最小となる地震動の卓越振動数に対する各種応答

性減衰)の影響を明確にするために、図一七には、 h_d をパラメータにとり q に対する上部構造物および、免震層の最大層間変位応答が描かれている。図一八には、 q をパラメータにとり、 h_d に対する結果が示されている。図一七、八より、 h_d が増加するに伴い免震層の層間変位応答は減少し上部構造物の応答は増加し、 q が増加するに伴い、免震層と上部構造物の応答は減少する。図一八(a)より、 $h_d = 0.2$ の場合は、上部構造物の最大変位応答が最小となる q_{opt} が存在するが、 $h_d \geq 0.4$ では、上部構造物の応答は q が増加するにともなって、単調に増加する傾向を示す。図一八より、 h_d が増加するにともなって、上部構造物の応答は単調に増加し、免震層

の応答は、単調に減少する傾向を示す。また、 q が増加すると h_d に対する免震層と上部構造物の最大変位応答は緩やかに変化する傾向を示す。これらのことから、免震効果は、強い履歴をもつ場合、線形粘性減衰に依存しなくなる傾向があり、履歴減衰の影響が支配的であると考えられる。

免震系の最適動力学パラメーター (q_{opt}) およびそれに対応する上部構造物および免震層の応答と系の特性との関係を明確に示すために、図-9 には、2.5 節 (13) 式の制御変数に関する偏微分が零となる q_{opt} および、上部構造物と免震層の 2 次モーメント応答が、 f_g に対して T_i をパラメータに選び描かれている。 f_g が大きくな

るに伴い、同図 (a) では、 q_{opt} は減少し、同図 (b) では、上部構造物の応答が低減され、免震効果がよく現れており、同図 (c) では、免震層の応答は、 $f_g < 1$ で最大値を持ち、 $f_g \geq 1$ で応答は減少する傾向がある。このことより、当然ながら卓越振動数が免震建物の固有振動数に近いほど各種応答量は大きくなることがわかる。この現象を抑制するために、粘弾性免震機構は、大きな履歴消費エネルギーを必要とする。

3.4 確率統計的非定常地震入力による検討の一例

前節までの確率統計的定常地震入力に対する結果の妥当性の検討のために、非定常入力について検討した一例を以下に示す。

図-10 入力地震動 (Taft 地震)

図-10 には 1958 年の Karn County 地震時に Taft で観測された実測地震波 (以降 Taft 地震と記す) の (a) 加速度波形をもとにして得られた入力地動加速度の (b) R.M.S. 値 (σ_1), (c) 卓越振動数 (ω_0), (d) 形状係数 (h_g) を示す⁵⁾。図-11 は、最大加速度レベルを 200 gal とした場合の粘弾性免震構造物モデルの (a) 上部構造

物と (b) 免震層の層間変位応答の非定常 R.M.S. 値が h_d をパラメータに選び描かれている。また、図-12 は、最大加速度レベルを 400 gal とした場合の粘塑性免震構造物モデルに関する同様の結果が q をパラメータに選び描かれている。図-11 から、上部構造物と免震層の応答は、免震層の臨界減衰比を定常入力に基づく最適値

(a) 上部構造物

(b) 免震層

図-11 時刻歴応答(粘弾性免震機構)

(a) 上部構造物

(b) 免震層

図-12 時刻歴応答(粘塑性免震機構)

$h_{opt} \approx 0.9$ とした場合が全継続時間にわたって最もよく低減され、免震効果が顕著であることが分かる。また、図-12から、上部構造物の応答も定常入力に基づく最適降伏加速度比近傍の値で、全継続時間にわたって最もよく低減されている。

4. 結 び

本論では、ホワイトノイズ過程を受ける1質点系で表される表層地盤モデルの絶対加速度応答の2乗平均値、卓越振動数およびパワースペクトルの形状係数により規定されるノンホワイトノイズ過程を地震入力モデルとし、線形粘弾性および履歴特性としてp.d.特性を持つ免震系のランダム応答解析法を開発した。免震系の最適動力学パラメーターが、2次モーメント応答を使った極値問題の解として得られることを示し、2質点免震系について数値解析例を示した。

解析の結果、線形粘性減衰型のダンパーの最適臨界減衰比並びに履歴減衰型ダンパーのp.d.特性の最適降伏特性値については、確定入力による従来の結論に特に新しい知見を加えることはできていない。しかしながら、本論のねらいは、免震系の基本応答特性に加えてその最適パラメーター評価に確定入力とは違った形のアプロー

チを示し、その解析例を示すことにあり、バイリニア型履歴免震系を含む各種の履歴免震系の基本応答特性とその最適パラメータについて検討することが可能であって、それらについては稿を改めて報告する予定である。

謝 辞

本論の図面作成にご協力頂いた関西大学大学院生・中川 肇君に厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 浅野幸一郎, 津田憲昭: 弾性構造物の最適地震信頼性設計, 日本建築学会構造系論文報告集, 第431号, pp. 33~36, 1992年1月
- 2) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 1989年9月
- 3) 小堀鐸二, 南井良一郎, 浅野幸一郎: 履歴塑性変形領域における1質点構造物の定常ランダム応答について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第226号, pp. 29~37, 1974年12月
- 4) 浅野幸一郎: 地震入力パラメータの変動を考慮した構造物の動的応答, 日本建築学会構造系論文報告集, 第400号, pp. 123~130, 1989年6月
- 5) 浅野幸一郎: 地震入力を受ける履歴構造物の信頼性, 日本建築学会構造系論文報告集, 第357号, pp. 38~43, 1985年11月

(1992年2月24日原稿受理, 1992年6月26日採用決定)