任意形状スペクトルを有するランダム地震動に対する非線形応答解析

統計的 RMS 法による建築物の非線形応答解析 その 1

NON LINEAR RESPONSE ANALYSIS EXCITED BY RANDOM INPUT
WITH ARBITRARY SHAPE SPECTRUM

Non linear response analysis of building using stochastic RMS Method, part 1

中野 富夫^{*1}, 松田 敏^{*2}

Tomio NAKANO and Satoshi MATSUDA

Simple non-linear response prediction method (stochastic RMS method) is developed, subjected to the building excited by arbitrary shape spectrum input based on statistical equivalent linearization technique. In this method, equation of motion made with only state variable express displacement and velocity of system without non-linearity term like coulomb slider. These give some advantages, arbitrary shape spectrum, stationary response solution etc. Decision of this method is examined for 10 story model building compared with MCS (Monte Carlo Simulation). When response of building remain linear, both results are similar. When response is non-linear, difference of displacement is under about 20%.

Keywords : Random vibration, Equivalent linearization, Stationary response, Capacity spectrum method, Extreme low frequently earthquake

ランダム振動, 等価線形化法, 定常応答, 限界耐力計算, 極めて稀に発生する地震

1 はじめに

建築物の設計用地震力は、性能設計の進展にともなって、限界耐力計算¹⁾に代表される建屋の地震時応答を略算的に求める方法に移行すると考えられる。限界耐力計算の元となった Capacity spectrum 法²⁾は、理解のしやすさと取り扱いの簡易さから、海外でも将来的に有力な設計法の一つと考えられている³⁾。しかし、限界耐力計算は等価一質点化のプロセスを経るため一次モードしか考慮できず、建築物の非線形特性を最大点剛性法に立脚した等価線形化によるため精度面で十分と言えない。本論では、Wen⁴⁾、浅野⁵⁾らが提唱した統計的等価線形化法を用いてこれらの問題点を解消し、限界耐力計算に代わる新しい建築物の簡易応答解析法を提案する。この手法は、変位・速度などの二乗平均平方根値(Root Mean Square)を使用する事から、本論では統計的 RMS 法と称する。

等価線形化法は、古くから最大応答変位とせん断力に対する原点からの勾配を等価剛性とする最大点剛性法や、最小二乗近似による方法が知られている⁶⁾。これらは、等価剛性および等価減衰定数の計算方法のみで構成されており、地震荷重のモデル化や具体的な最大応答の算出方法に触れていないため、実際の設計に使用される機会は少なかった。70年代末に Freeman²⁾が地震荷重を地震動の加速度 S_a —変位 S_d スペクトルで表現して、建築物の荷重 Q —変形 δ 曲線との交点から非線形最大応答を推定する Capacity spectrum 法を

提案した。この様に、地震荷重の設定と等価線形化法に基づく建屋非線形時の最大応答算出の方法がセットで示された事で、等価線形化法を実際の設計に取り入れる道筋が初めて開かれた。

これらとは別に、Atalik and Utku⁷⁾らは統計的等価線形化法により、履歴ループを数式化しその形状と無関係に等価線形化係数を算出する方法を提案した。この方法は当初 Wen⁴⁾が紡錘型の履歴ループに対し適用したが、後に浅野⁵⁾がバイリニア型の履歴ループに拡張した。また、等価線形化係数を用いず非線形項と変位・速度の積に関する期待値を直接評価する類似の方法を、バイリニア型の履歴特性を対象に Suzuki⁸⁾、石丸⁹⁾、Izumi¹⁰⁾が提案している。これらの方法は、確率論を使用するため直感的理解が困難な問題は残るが、従来の方法と比較して精度が高い点、地震動の位相による応答のばらつきを定量的に評価できる点が大きな利点となっている。

統計的等価線形化法に共通する問題点は、入力地震動として主にホワイトノイズもしくはこれをフィルターで変調したカラーノイズしか使用できない点に有る。変調フィルターは金井—田治見の方法¹¹⁾を端緒として複数の提案が有るが、いずれも1ヶもしくは2ヶのピークを有するスペクトル形状しか表現できず、複雑なスペクトルの形状を正確に表現出来ない。このため、これらの手法は研究レベルにとどまり、現時点では実際の設計へ適用されていない。

統計的等価線形化法を初めとする確率論的な応答解析法により、

^{*1} (株)ニュージェック 工修

^{*2} 関西大学環境都市工学部建築学科 教授・博士(工学)

Newjec Inc., M.Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Environmental and Urban Engineering, Kansai University, Dr.Eng.

任意形状のスペクトルを有する地震動を入力として使用した例は、線形系ではモード重ね合わせを拡張した岡田¹²⁾の方法が有る。非線形系では、定常状態に限定した後藤¹³⁾の方法や、計算ステップ毎に数秒程度遡って非線形項と変位・速度の積に関する期待値を再帰的に評価する岡野¹⁴⁾の方法が有る。岡田の方法はモード重ね合わせを用いるため原理的に非線形性の考慮が困難である。後藤の方法は簡易だが定常状態の計算に限定している。岡野の方法は非定常状態で非線形系を取り扱える唯一の方法で有るが、計算が複雑で実際の設計への適用は難しいと考えられる。

本論では、従来の統計的等価線形化法をベースに、新しく考案した履歴ループの表現により、任意形状のスペクトル特性を有する地震動を受ける非線形系を対象に、簡易に建築物の応答を推定する方法を提案する。提案手法は、任意形状のスペクトル特性を扱えるだけでなく、確率論をベースにするため、従来法と同様に地震動の位相による応答のばらつきを定量的に評価できる利点がある。なお、この方法は更にスペクトル特性が時々刻々に変動する非定常性を有する地震動に対しても適用可能であり、その2に詳述する。

2 地震動および履歴ループの定式化

(1) 地震動のモデル化

地震動の加速度 $f(t)$ は、ノイズ過程 $w(t)$ 、および経時特性関数 $e(t)$ を用いて下式の様に表す。

$$f(t) = e(t) \cdot w(t) \quad (1)$$

$w(t)$ は、パワースペクトル密度関数 $S_0(\omega)$ を有するノイズ過程である。地震動のスペクトル特性は、限界耐力計算で規定する極めて稀に発生する地震の様に、加速度応答スペクトルで定義する事が多いが、この場合、加速度応答スペクトルをパワースペクトル密度関数 $S_0(\omega)$ に変換して用いる。変換の方法は複数が提案されており、筆者らの方法^{15,16)}や建築学会の荷重指針¹⁷⁾が使用できる。

(2) 履歴ループのモデル化

一自由度系の運動方程式は、非線形特性を表す関数 q を用いて以下の様に表せる。

$$\ddot{x} + 2 \cdot h_0 \cdot \omega_0 \cdot \dot{x} + \omega_0^2 \cdot \{r \cdot x + (1-r) \cdot q(x, \dot{x})\} = -f \quad (2)$$

x は系の変位、 $\dot{x}$ は速度、 $\ddot{x}$ は加速度、 f は入力加速度、 ω_0 は系の角周波数、 h_0 は減衰定数、 r は降伏後の剛性低下率である。非線形特性を表す関数 q は、バイリニア型の場合、細かい変位の反転を省略すれば下式の様に表せる。

$$q(x, \dot{x}) = u(\dot{x}) \cdot \left\{ \delta_y \cdot u(x + \delta_a^- - 2 \cdot \delta_y) + (x + \delta_a^- - \delta_y) \cdot (1 - u(x + \delta_a^- - 2 \cdot \delta_y)) \right\} + u(-\dot{x}) \cdot \left\{ -\delta_y \cdot (1 - u(x - \delta_a^+ + 2 \cdot \delta_y)) + (x - \delta_a^+ + \delta_y) \cdot u(x - \delta_a^+ + 2 \cdot \delta_y) \right\} \quad (3)$$

$u()$ は単位関数、 δ_y は降伏変位、 δ_a^+ 、 δ_a^- は正負方向の除荷点変位である。これは、従来の最小自乗法を用いた等価線形化法⁹⁾における履歴ループの表現を関数化したものである。Fig.1 に履歴ループの概要、Fig.2 に除荷点変位 δ_a^+ 、 δ_a^- を示す。 δ_a^+ 、 δ_a^- は、変位に関する時刻歴の包絡線をたどる様に定める。この表現では、細かい変位の反

転 (Fig.2 の□) は考慮せず簡略化している。

従来の統計的等価線形化法でも、履歴ループを変位 x や速度 $\dot{x}$ と単位関数の組み合わせで記述しているが、全て共通点を有する。それは、変位 x や速度 $\dot{x}$ と別に非線形特性を表す変数を導入して運動方程式に組み込む事、および履歴ループを時間に対する微分形式で表現する事である。浅野⁹⁾は、バイリニア型の履歴ループを対象に、クーロンスライダーと呼ぶ完全剛塑性型の挙動を有する変数 y を導入し、系全体を変位 x ・速度 $\dot{x}$ に加えて y の3つの変数で表すと共に、履歴ループを時間に対する微分形式で表している。前述のWenやSuzuki、石丸も、対象とする履歴ループの形状や定式化の方法が異なるものの、同様に3つの変数と、微分形式の履歴ループを使用している。これらの方法は精度が高い特徴があり、統計的等価線形化法に関する研究を大きく前進させた。

しかし、運動方程式に変位 x およびその導関数と全く異なるクーロンスライダーのせん断力 y の様な変数が混在するため、運動方程式が複雑で、入力動も主にホワイトノイズおよび変調フィルターを通過したカラーノイズしか使えない原因となっていた。本論では、非線形特性を意味する変数を用いず、履歴ループを微分形式でなく直接数式化する事で運動方程式を簡潔にし、様々なスペクトル特性を有する入力動への対応や、定常状態の計算を可能としている。

3 等価線形化の方法

(1) 係数 p_1, p_2 の計算

非線形特性に関する等価線形化の方法は、仮定した線形演算子との誤差を最小とするAtalik and Utku⁷⁾の方法等が知られるが、本論では非線形特性を表す関数と変数の積に関する期待値を利用する。この方法は定式化が簡易で、等価線形化により得られた係数をモンテカルロシミュレーション (以下、MCS) の計算結果と直接比較出来る利点がある。なお、等価線形化法はあくまで近似解法なので、本論では低層RC造の様に耐震壁のせん断破壊により急激な耐力劣化を生じる様な建屋は適用範囲外とする。非線形特性を表す関数 q を、下式に示す様に係数と変数 x 、 $\dot{x}$ の積として近似する。

$$q(x, \dot{x}) \approx p_1 \cdot x + p_2 \cdot \dot{x} \quad (4)$$

これに変数 x 、 $\dot{x}$ を乗じて期待値 $E[xq]$ 、 $E[\dot{x}q]$ とし、これらを連立して係数 p_1 、 p_2 に対して解くと下式を得る。

$$p_1 = \frac{E[\dot{x}q] \cdot E[x\dot{x}] - E[xq] \cdot \sigma[\dot{x}]^2}{E[x\dot{x}]^2 - \sigma[x]^2 \cdot \sigma[\dot{x}]^2} \quad (5)$$

$$p_2 = \frac{E[xq] \cdot E[x\dot{x}] - E[\dot{x}q] \cdot \sigma[x]^2}{E[x\dot{x}]^2 - \sigma[x]^2 \cdot \sigma[\dot{x}]^2}$$

Fig.1 Restoring force characteristic

Fig.2 Displacement at reverse point

$$\sigma[x] = \sqrt{E[x^2]}, \quad \sigma[\dot{x}] = \sqrt{E[\dot{x}^2]}$$

$E[xq]$, $E[\dot{x}q]$ は、変数 x , $\dot{x}$ について正規分布を仮定して解けば下式となる。ここで、正負方向の除荷点変位 δ_a^+ , δ_a^- は、本来は変数とすべきだが、計算が煩雑になるので履歴ループが左右対称の条件により、近似的に期待値 $E[\delta_a]$ で置き換える。

$$E[xq] = \sigma[x]^2 \cdot \left(\frac{\rho \cdot b}{\sqrt{2 \cdot \pi}} - \frac{1}{2} \right) \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{b}{\sqrt{2}}\right) - \frac{2 \cdot \sigma[x]^2 \cdot \rho}{\pi} \cdot \exp\left(-\frac{b^2}{2}\right) - \frac{2 \cdot \sigma[x] \cdot \rho \cdot a}{\sqrt{2 \cdot \pi}} + \sigma[x]^2 \quad (6)$$

$$E[\dot{x}q] = \sigma[x] \cdot \sigma[\dot{x}] \cdot \left(\frac{b}{\sqrt{2}} - \frac{\rho}{2} \right) \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{b}{\sqrt{2}}\right) + \sigma[x] \cdot \sigma[\dot{x}] \cdot \left(\frac{\rho \cdot b}{\sqrt{2 \cdot \pi}} - \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot (2 + \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot \rho \cdot b + \rho^2) \right) \cdot \exp\left(-\frac{b^2}{2}\right) - \frac{2 \cdot \sigma[\dot{x}] \cdot a}{\sqrt{2 \cdot \pi}} + \rho \cdot \sigma[x] \cdot \sigma[\dot{x}] \quad (7)$$

$$a = \delta_y - E[\delta_a], \quad b = (2 \cdot \delta_y - E[\delta_a]) / \sigma[x], \quad \rho = E[x\dot{x}] / (\sigma[x] \cdot \sigma[\dot{x}])$$

$\operatorname{erfc}()$ は、余誤算関数を示す。係数 p_1 , p_2 は、各々、無次元等価剛性および無次元等価減衰係数に相当し、初期値は1および0となる。

(2) パラメータ $E[\delta_a]$ の設定

係数 p_1 , p_2 を計算するには除荷点変位に関する期待値 $E[\delta_a]$ が必要なので、下式で計算する。

$$E[\delta_a] = \gamma \cdot \sigma[x] \quad (8)$$

係数 γ は、最大変位の期待値と RMS 変位の比であるピークファクターとして知られる値をそのまま使用する。ピークファクターは Appendix に示す方法で計算できるが、固有周期の10倍の継続時間における理論値が2.45となる事⁶⁾、計算が煩雑となる事からここでは定数2.5とする。

(3) 補正係数の導入

上式の計算精度を、MCS の計算結果と比較して検証する。式(2)の履歴ループは細かい変位の反転を省略しているので、MCS の計算結果とはある程度の差を生じる可能性が有る。解析モデルはバイリニア型復元力特性を有する一質点系とし、固有周期 $T=0.2, 1, 2s$, 剛性低下率 $r=0.1, 0.4, 0.7$, 減衰定数 $h_0=0.02$ とし、降伏変位 δ_y は塑性率が1~8程度になる様に設定した計45ケースを検討した。入力地震動は、周波数0.1~10Hz、パワースペクトル密度関数 $S_0(\omega)=0.2$ 、経時特性関数 $e(t)=1$ のバンドリミテッドホワイトノイズとする。継続時間は固有周期の10倍程度として、定常に達した時点の応答値を検討に使用する。

Fig.3,4に、式(5)で計算した係数 p_1 , p_2 をMCSの計算結果と比較して、横軸を塑性率の期待値 $E[\mu]$ ($=E[\delta_a]/\delta_y$) として示す。式(5)で使用する変位・速度のRMS値 $\sigma[x]$, $\sigma[\dot{x}]$ は、MCSの計算結果をそのまま使用している。両者は定性的には一致しているが、式(5)の計算結果はMCSの計算結果と比較して係数 p_1 は小さく、係数 p_2 は大きくなっている。本論では履歴ループについて細かい変位の反転を省略しているため、非線形にともなう履歴ループの原点移動が

Fig.3 Coefficient p_1 (Equivalent stiffness) calculated by eq.(5) compared with MCS

Fig.4 Coefficient p_2 (Equivalent damping coef.) calculated by eq.(5) compared with MCS

Fig.5 Influence of simplify for restoring force characteristic

Fig.6 Ratio of eq.(5) versus MCS for Coefficient p_1 (Equivalent stiffness)

Fig.7 Ratio of eq.(5) versus MCS for Coefficient p_2 (Equivalent damping coef.)

Fig.8 Ratio of Analysis vs MCS for $E[x]$, $E[\dot{x}]$

Fig.9 Time history response of Analysis and MCS (building is linear)

生じにくく、Fig.5に示す様にMCSの計算結果と比較して剛性(p_1)を小さ目に評価すると考えられる (Fig.5の $K_1 > K_2$)。この時、履歴ループの面積も小さくなり、減衰係数 (p_2) も小さ目に評価する。

これを補正するため、履歴ループを現実にも忠実にモデル化する事が考えられるが、履歴ループの表現が複雑で解析が煩雑となる。このため、暫定的に MCS の計算結果に近づく様に補正係数を導入する。Fig.6,7に、MCS の計算結果を式(5)の計算結果で除した値を示す。係数 p_1, p_2 共に図中に示す塑性率 μ との線形相関が認められるので、図中に関数として点線で示す補正係数 C_1, C_2 を、下式に示す様に係数 p_1, p_2 に乗じて係数 $\bar{p}_1, \bar{p}_2$ として使用する。

$$\bar{p}_1 = C_1 \cdot p_1, \quad \bar{p}_2 = C_2 \cdot p_2 \quad (9)$$

$$C_1 = 0.55 \cdot (E[\delta_a] / \delta_y), \quad C_2 = 0.1 \cdot (E[\delta_a] / \delta_y)$$

Fig.8に、この補正係数を考慮して実施した計算結果の RMS 値を MCS と比較して示す。塑性率 1~8 の範囲で、計算結果と MCS の計算結果の比は $\pm 20\%$ 程度に収まっている。ここでは、一般的と考えられる範囲のパラメータについて検討したが、今後、より広い範囲についてパラメータの値がどの様に変動するか調べる必要が有る。

4 応答解析の方法

(1) 時刻歴応答解析の方法

係数 $\bar{p}_1, \bar{p}_2$ を用いて等価線形化した一質点系の運動方程式は、下式となる。

$$\ddot{x} + \left\{ 2 \cdot h_0 \cdot \omega_0 + \omega_0^2 \cdot (1-r) \cdot \bar{p}_2 \right\} \cdot \dot{x} + \omega_0^2 \cdot \left\{ r + (1-r) \cdot \bar{p}_1 \right\} \cdot x = -f \quad (10)$$

変位・速度の RMS 応答値は、浅野⁵⁾と同様に期待値に関する連立方程式を、Runge-Kutta 法などにより時々刻々に解いて得る。一質点系における連立方程式を、以下に示す。

$$E[\ddot{x}\ddot{x}] = 2 \cdot E[\dot{x}\dot{x}] \quad (11)$$

$$E[\ddot{x}\ddot{x}] = E[\ddot{x}\ddot{x}] - \left(2 \cdot h_0 \cdot \omega_0 + (1-r) \cdot \omega_0^2 \cdot \bar{p}_2 \right) \cdot E[\dot{x}\dot{x}]$$

$$- \left(r \cdot \omega_0^2 + (1-r) \cdot \omega_0^2 \cdot \bar{p}_1 \right) \cdot E[\dot{x}\dot{x}] - E[\dot{x}f]$$

$$E[\dot{x}\dot{x}] = -2 \cdot \left(2 \cdot h_0 \cdot \omega_0 + (1-r) \cdot \omega_0^2 \cdot \bar{p}_2 \right) \cdot E[\dot{x}\dot{x}]$$

$$- 2 \cdot \left(r \cdot \omega_0^2 + (1-r) \cdot \omega_0^2 \cdot \bar{p}_1 \right) \cdot E[\dot{x}\dot{x}] - 2 \cdot E[\dot{x}f]$$

上式のうち $E[\dot{x}f], E[\dot{x}f]$ は、計算のステップ毎に下式を数値積分して得る。係数 $\bar{p}_1, \bar{p}_2$ は、式(9)によりステップ毎に更新する。

$$E[\dot{x}f(t)] = \frac{1}{\pi} \cdot c(t)^2 \cdot \int_0^\infty H(i\omega) \cdot S_0(\omega) \cdot d\omega \quad (12)$$

$$E[\dot{x}f(t)] = \frac{1}{\pi} \cdot c(t)^2 \cdot \int_0^\infty i\omega \cdot H(i\omega) \cdot S_0(\omega) \cdot d\omega$$

$$H(i\omega) = \left[\omega_0^2 \cdot \left\{ r + (1-r) \cdot \bar{p}_1 \right\} - \omega^2 + i \cdot \omega \cdot \left\{ 2 \cdot h_0 \cdot \omega_0 + \omega_0^2 \cdot (1-r) \cdot \bar{p}_2 \right\} \right]^{-1}$$

$H(\omega)$ は一質点系の伝達関数、 i は虚数単位を示す。入力を意味する $E[\dot{x}f]$ 、 $E[\dot{x}f]$ は、式(12)に示す様に経時特性関数 $e(t)$ を乗じただけで、定常解をそのまま用いている。Fig.9に、スペクトルの形状を後述の L1 地震、経時特性関数 $e(t)=1$ とした場合の線形一質点系の RMS 変位および $E[\dot{x}f]$ 、 $E[\dot{x}f]$ の時刻歴を MCS の計算結果と比較して示す。RMS 変位は定常に達するまで 10 秒程度かかるが、 $E[\dot{x}f]$ 、 $E[\dot{x}f]$ は時間 $t=0$ 付近で定常値に達する。これが $E[\dot{x}f]$ 、 $E[\dot{x}f]$ に定常解を使用しても、時刻歴応答解析で精度面に問題を生じない要因となっている。

(2) 定常応答解析の方法

上記の方法により RMS 応答値が時刻歴で得られるが、実務的には最大応答のみが分かれば良い事が多い。本方法では変位 x およびその導関数以外の変数を用いないため、時間積分を行わずに定常時の RMS 応答値を直接計算できる。変位 x および速度 $\dot{x}$ の RMS 応答値の二乗 $\sigma[x]^2$ 、 $\sigma[\dot{x}]^2$ は下式で計算する。

$$\sigma[x]^2 = \frac{1}{\pi} \cdot \int_0^\infty H(i\omega) \cdot H^*(i\omega) \cdot S_0(\omega) \cdot d\omega \quad (13)$$

$$\sigma[\dot{x}]^2 = \frac{1}{\pi} \cdot \int_0^\infty \omega^2 \cdot H(i\omega) \cdot H^*(i\omega) \cdot S_0(\omega) \cdot d\omega$$

$H(i\omega)$ の計算に使用する係数 $\bar{p}_1, \bar{p}_2$ は $\sigma[x]$ 、 $\sigma[\dot{x}]$ を含むので、計算値が収束するまで数回程度繰り返し計算を行う必要がある。なお、定常時には変位 x と速度 $\dot{x}$ の相関係数 $\rho=0$ となる。

(3) 定常状態の多質点系への適用

本方法は、多質点系へも容易に拡張できる。多質点系の伝達関数は下式で書ける。

$$[H(i\omega)] = \left\{ -\omega^2 \cdot [M] + i \cdot \omega \cdot ([C] + [K_2]) + [K_1] \right\}^{-1} \quad (14)$$

$[H(i\omega)]$ は多質点系の伝達関数マトリクス、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[C]$ は減衰マトリクス、 $[K_1]$ は剛性マトリクスのうち変位依存成分、 $[K_2]$ は速度依存成分を示す。一質点系の場合、 $[K_1]$ は $\omega_0^2 \cdot \{ r + (1-r) \cdot \bar{p}_1 \}$ 、 $[K_2]$ は $\omega_0^2 \cdot (1-r) \cdot \bar{p}_2$ に対応する。多質点系の各成分の二乗変位で表されるモーメントマトリクス $[R(\omega)]$ は、下式で計算できる。

Fig. 10. Distribution of Vs at soil layer

Fig. 11. Acc. response spectrum of input motion at rigid base rock

Fig. 12. Acc. response spectrum of input motion at ground surface

Fig. 13. Outline of model building

Table 1 Member list of model building

Column	Story	C4
	10~8F	□-700x700x28
	7~5F	□-750x750x32
	4~2F	□-800x800x32
	1F	□-800x800x36
Girder (x-dir.)	-	G4
	R~9F	BH-1000x300x19x25
	8~6F	BH-1100x350x22x32
	5~3F	BH-1200x350x22x32
	2F	BH-1300x350x25x36
Girder (y-dir.)	-	G14
	R~9F	H-700x300x13x24
	8~6F	H-800x300x14x26
	5~3F	H-900x300x16x28
	2F	H-900x300x16x28

Notation : Column is BCP325, Girder is SN490

Table 2 Property of analytical model

Floor	Height (GL+m)	Weight W (t)	Story	Stiffness K (x10³ kN/m)	
				x-dir.	y-dir.
RF	42.800	248.7	11F	383.5	385.3
11F	39.000	1,127.8	10F	1,320.0	949.6
10F	35.200	869.7	9F	1,364.1	1,058.0
9F	31.400	869.7	8F	1,592.7	1,135.7
8F	27.600	914.0	7F	2,005.0	1,386.7
7F	23.800	920.1	6F	1,985.2	1,482.3
6F	20.000	920.1	5F	2,214.5	1,662.3
5F	16.200	934.4	4F	2,447.9	1,902.6
4F	12.400	937.3	3F	2,603.3	1,985.9
3F	8.600	937.3	2F	2,885.1	2,100.2
2F	4.800	981.8	1F	3,053.3	2,402.4

Fig. 14. Nonlinearity of model building (x-dir.)

Fig. 15. Analytical model

$$\begin{aligned} [R(\omega)] &= \{x\} \cdot \{x\}^T \\ &= [H(i\omega)] \cdot [M] \cdot [F(\omega)] \cdot [M]^T \cdot [H^*(i\omega)]^T \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} [F(\omega)] &= \{f\} \cdot \{f\}^T \\ F[\omega] &\text{は入力動マトリクスで、全成分がパワースペクトル密度 } S_0(\omega) \text{ となる。定常応答解析の場合、RMS 変位は下式で計算できる。} \\ \sigma[x_i] &\text{は } i \text{ 層の RMS 変位、} R_{ii} \text{ は } [R(\omega)] \text{ の } ii \text{ 成分を示す。} \\ \sigma[x_i]^2 &= \frac{1}{\pi} \cdot \int_0^\infty R_{ii}(\omega) \cdot d\omega \end{aligned} \quad (16)$$

5 建屋での検討例

統計的 RMS 法を、限界耐力計算に準じて設計した建屋に適用し、MCS の計算結果と比較して精度面で問題ないか検討する。また、限界耐力計算の結果と比較して、統計的 RMS 法の優位性を確認する。

5.1 解析モデルの作成

(1) 地震動の設定

地震動はせん断波速度 $V_s=400\text{m/s}$ 以上の工学的基盤で規定し、限界耐力計算で定める稀に発生する地震、極めて稀に発生する地震、更にこれを 1.5 倍した地震を使用する。本論では、これらを各々 L1, L2, L3 地震と呼ぶ。これらについて、限界耐力計算に示す方法で、

表層地盤の増幅特性を考慮して地表面の地震動とする。地表面における地震動は加速度応答スペクトルで表されるが、計算にはパワースペクトル密度関数に変換する必要があるため、筆者の方法¹⁵⁾で変換する。時刻歴応答解析の際は、経時特性が必要となるので、L1地震では稀に発生する地震、L2,L3地震では極めて希に発生する地震のために用意されたJennings型の関数¹⁶⁾を用いる。Fig.10に地盤モデル、Fig.11,12に工学的基盤および地表面における地震動の加速度応答スペクトルを示す。

(2) モデル建屋の設定

モデル建屋は、地上10階、PH1階の鉄骨・純ラーメン構造を想定する。本建屋は限界耐力計算に準じて設計し、作成したサンプル地震波によりL1地震に対して全部材が許容応力度以内、L2地震に対して各階の最大応答層間変形角が安全限界変位の1/75以内に収まる事を確認している。解析モデルはせん断型多質点系とし、非線形特性は各階に剛床を仮定して実施した荷重増分解析結果のせん断力Q-層間変形角R関係を元に設定する。履歴ループはトリニア型とし、純ラーメン構造なので剛性劣化は考慮しない。基礎の境界条件は地盤の影響が小さいと考えられるので固定とした。減衰定数は、鉄骨造に一般的に使用される初期剛性比例型の減衰定数 $h=2\%$ とした。Fig.13にモデル建屋の概要、Fig.14に非線形特性、Fig.15に解析モデル、Table.1に主な部材リスト、Table.2に解析モデルの諸元を示す。

5.2 等価一質点系の検討

(1) 検討方法

モデル建屋について、限界耐力計算に規定した方法で作成した等価一質点系について検討する。ここまでバイリニア型の履歴特性を有する場合について説明したが、統計的RMS法は複数の折れ点を持つポリリニア型にも容易に適用出来る。mヶの折れ点を有するポリリニア型の履歴特性では、非線形特性を表す関数qは以下となる。

$$q(x, \dot{x}) = \sum_m \beta_i \cdot \bar{p}_{1i} \cdot x + \sum_m \beta_i \cdot \bar{p}_{2i} \cdot \dot{x} \quad (17)$$

$$\begin{cases} \beta_i = 1 - \bar{\alpha}_i & (i=1) \\ \beta_i = \bar{\alpha}_{i-1} - \bar{\alpha}_i & (i=2 \sim m) \\ \beta_i = \bar{\alpha}_i & (i=m) \end{cases} \quad \bar{\alpha}_i = (\alpha_i - r)/(1-r)$$

α_i はi番目の折れ線の初期剛性に対する剛性低下率、 $\bar{p}_{1i}$, $\bar{p}_{2i}$ はi番目の降伏変位 δ_{yi} に対して、式(9)で計算する。添字iは、降伏変位の小さい方から順に振っており、履歴ループ全体の剛性低下率 $r=\alpha_m$ となる。浅野⁹⁾らの方法でも、ポリリニア型の履歴特性は適用可能だが、折れ点数の増加と共に非線形特性を表す変数の数も増えるので、コンピュータの容量を考えると使用困難であった。本方法は、履歴ループの折れ点を増やしてもコンピュータが使用する容量は変わらないため、数十～百程度の折れ点を有するポリリニア型履歴特性にも問題なく適用出来る。

(2) 時刻歴応答解析の結果

Fig.16に、時刻歴応答解析結果のうち、RMS変位 $\sigma[x]$ の時刻歴

Fig.16 Time History of RMS displacement $\sigma[x]$ for equivalent SDOF (x direction)

a) x direction b) y direction
Fig.17 Maximum displacement for equivalent SDOF

Fig.18 maximum displacement compared with three methods (x direction)

Fig.19 Non exceedance probability for equivalent SDOF (x direction)

を MCS の計算結果と比較して示す。MCS は、サンプル数を 1,000 としている。建屋が弾性範囲内に有る L1 地震では統計的 RMS 法と MCS の計算結果は完全に一致しているが、L2,L3 地震では統計的 RMS 法の方が MCS よりやや小さ目になっている。

Fig.17 に最大変位の期待値 $E[x_{\max}]$ について、限界耐力計算および統計的 RMS 法の計算結果に関する MCS との比を、Fig.18 に最大変位を 3 種類の方法について変位-加速度図にプロットして示す。統計的 RMS 法は、定常応答解析結果を用いている。図では、限界耐力計算を LCC、統計的 RMS 法を単に RMS と記す。なお、限界耐力計算では、等価減衰定数 h_e の右辺第二項は 0.05 だが、本論では解析モデルの減衰定数 $h=0.02$ に合わせるため 0.02 とした。減衰補正定数 F_h は基準の式をそのまま使用する。等価減衰定数 h_e および減衰補正定数 F_h の計算式を以下に示す。

$$h_e = 0.25 \cdot (1 - 1/\sqrt{D_s}) + 0.02, \quad F_h = 1.5/(1 + 10 \cdot h) \quad (18)$$

最大変位の期待値 $E[x_{\max}]$ の計算方法は、筆者が提案した方法を使用している^{15,16)} (Appendix 参照)。この方法は、Cartwright⁶⁾の方法を準用しており、計算に際して継続時間 T_0 が必要なので、経時特性のうち主要動に相当する長さとして L1 地震で 10s、L2,L3 地震で 20s とした。Fig.17 に示す $E[x_{\max}]$ の解析結果に関する MCS の計算結果との比は、限界耐力計算が 0.7~1.4 に対し、統計的 RMS 法

が 0.9~1.1 と 1 に近く、統計的 RMS 法の方が精度は良い。統計的 RMS 法と限界耐力計算を比較すると、地震のレベルが大きくなるにしたがって、限界耐力計算と MCS の計算結果との比が大きくなるのに対して、統計的 RMS 法では逆に小さくなる傾向がある。

Fig.19 に最大層間変形角の非超過確率について、統計的 RMS 法と MCS を比較して示す。図中で RMS(S)は定常応答解析、RMS(T)は時刻歴応答解析の結果を示す。いずれの地震でも、統計的 RMS 法と MCS の結果は概ね一致しているが、L2,L3 地震では確率 0 もしくは 1 に近い部分で両者の差が広がる。時刻歴応答解析と定常応答解析の差は小さい。統計的 RMS 法の解析結果は、MCS の解析結果より非超過確率が大きい方にずれるケースがあり、危険側となるので後述の様に応答補正係数を乗じる等の配慮が必要である。

5.3 多質点系の検討

モデル建屋について、統計的 RMS 法と MCS の計算結果を比較して精度面で問題がないか検討する。Fig.20~23 に、定常応答解析における変位の RMS 値 $\sigma[x]$ 、塑性率の期待値 $E[\mu]$ 、最大応答層間変形角の期待値 $E[R_{\max}]$ および RMS 値 $\sigma[R_{\max}]$ を示す。塑性率は、第 1 折れ点に対して計算している。限界耐力計算をはじめとする確定論的な方法では、位相のばらつきを無視した単一の応答値のみを求めるが、統計的 RMS 法ではばらつきも定量的に評価できる。

Fig.20 RMS disp. $\sigma[x]$ for model building (x direction)

Fig.21 Ductility factor $E[\mu]$ for model building (x direction)

Fig.22 Story drift angle $E[R_{\max}]$ for model building (x-direction)

Fig.23 RMS of story drift angle $E[R_{\max}]$ for model building (x-direction)

Fig.24 Non exceedance probability for model building (x direction)

統計的 RMS 法と MCS の計算結果の差は、建屋が線形範囲に収まる L1 地震では概ね一致しており、統計的 RMS 法は高い精度を有している。L2,L3 地震の場合、塑性率の期待値 $E[\mu]$ では、PH を除く階では L2 地震で+8%、L3 地震で+18%統計的 RMS 法の方が MCS の計算結果より大きくなっている。PH では、この差は L2 地震+13%、L3 地震+31%と大きくなる。塑性率の期待値 $E[\mu]$ は、1F において L2 地震で 1.58、L3 地震で 2.30 であり、PH の様な局部で MCS の計算結果との差がやや大きくなるが、塑性率 2 程度であれば、その差は概ね 20%程度に収まっている。なお、層間変形角の RMS 値 $\sigma[R_{max}]$ では差が大きく、L3 地震で PH において統計的 RMS 法の方が 34%小さく解析精度は低い。

Fig.24 に、モデル建屋の 4F について、最大層間変形角の非超過確率を統計的 RMS 法と MCS の計算結果で比較して示す。図中で、RMS (S)は定常応解析、RMS (T)は時刻歴応答解析を示す。等価一質点系の場合と同様に、L1 地震では統計的 RMS 法と MCS の計算結果は概ね一致しているが、L2,L3 地震では両者の差が広がる。

モデル建屋に関する 1 ケースあたりの計算時間は、市販の一般的な PC を使用して MCS で 10~15 分に対して、統計的 RMS 法では時刻歴応答解析で 1~2 分、定常応答解析では 1~2s と大幅に少なく、統計的 RMS 法は計算時間の点で優れている。なお、L2,L3 地震で中間階において、例えば塑性率の期待値 $E[\mu]$ で MCS の計算結果との差が L2 地震では-11%、L3 地震では-10%小さい階が有る。この様な過小評価は設計時に問題になるので、統計的 RMS 法の現実の利用では、計算した応答値に応答補正係数を乗じる事を推奨する。応答補正係数は、一自由度系で MCS の計算結果との差が Fig.8 に示す様に最大±20%程度、多質点系で前述の様に-11%程度なので、1.2 とすれば良いと考えられる。

Fig.25 Analytical cases consider stiffness eccentricity

5.4 建屋の不整形性が応答に及ぼす影響

統計的 RMS 法において、建屋の不整形性が解析精度にどの程度の影響を及ぼすか検討する。検討は前述の解析モデルを元に、剛性の鉛直方向分布について Fig.25 に示す偏りを持たせた 3 ケースについて行う。Fig.26~28 に、計算結果の塑性率の期待値 $E[\mu]$ 、層間変形角の期待値 $E[R_{max}]$ 、層間変形角の RMS 値 $\sigma[R_{max}]$ を示す。剛性の弱い層の塑性率は Case.1 が最大で 7.8、層間変形角は Case.2 が最大で 54×10^{-3} rad. (1/19)に達しており、解析結果と MCS の計算結果には最大で-49%の差が生じている。ただし、剛性の弱い階以外では両者は良く一致しており、損傷の集中する層の精度が改善できれば、統計的 RMS 法は使用可能と考えられる。限界耐力計算では、原理的に単一層への損傷集中を精度良く表現するのは困難であり、損傷集中層の精度改善は必要だが、統計的 RMS 方は優位と考えられる。本論では紙幅の関係で 3 例の検討のみ実施したが、今後、更に様々なケースについて検討を行う必要が有る。

5.5 解析精度に影響を及ぼす要因に関する考察

前述の様に、統計的 RMS 法の計算結果は MCS の計算結果と比較して差が有るので、この原因について考察する。この原因として、①変数 x , $\dot{x}$ の確率分布が、非線形性の進展にともなって係数 p_1, p_2 の計算で使った正規分布からずれる、②MCS による計算結果を参照して定めた、補正係数 C_1, C_2 の精度が十分でない、③パラメータ $E[\delta_a]$ は確率分布を無視して定数としているが、そのばらつきが応答に影響を与えている等が考えられる。

①は変数 x の確率分布を調べた例¹⁹⁾では、塑性化の程度が小さければ変位 x は正規分布に近くなっている。これより、統計的 RMS

Fig.26 $E[\mu]$ for building with stiffness eccentricity

Fig.27 $E[R_{max}]$ for building with stiffness eccentricity

Fig.28 $\sigma[R_{max}]$ for building with stiffness eccentricity

法でも建屋の非線形性が極端に大きい場合を除いて、変位 x ・速度 $\dot{x}$ に正規分布を用いても一定の精度は確保できると考えられる。②は補正係数 C_1 , C_2 の計算式と MCS の計算結果の差は Fig.6, 7 に示す様に大きくないので、建屋応答に大きな影響は与えないと考えられる。これらは近似式なので、今後、理論的に評価する方法を開発する必要がある。③は劣化型の履歴ループに対して、ゆるやかな劣化勾配の剛性低下率を定数で与えても一定の解析精度が確保している例があり²⁰⁾、統計的 RMS 法でも変数 δ_a の確率分布は応答に大きな影響を与えないと推測する。前述の様に統計的 RMS 法は一定の精度を有しているが、精度向上のため、今後これらの要因について改善策を探る必要がある。

6 まとめ

建築物の設計用地震力に関する計算方法として統計的 RMS 法を提案して、その精度を限界耐力計算や MCS と比較する事で高い精度を有する事を確認した。統計的 RMS 法は、任意形状のスペクトルを入力に使用できる点、地震動の位相にともなうばらつきを評価できる点に特徴がある。検討結果を、以下に示す。

- 一自由度系の検討では、統計的 RMS 法の計算結果のうち変位・速度の RMS 値 $\sigma[x]$, $\sigma[\dot{x}]$ は、MCS の計算結果と比較して、塑性率 1~8 の範囲でほぼ $\pm 20\%$ 以内の誤差に収まった。
- 等価一自由度系の検討では、統計的 RMS 法は限界耐力計算と比較して、最大変位が MCS の計算結果と近く精度が良い。地震動のレベルが大きくなるにつれて、限界耐力計算では最大変位を大き目に評価するのに対して、統計的 RMS 法では小さ目に評価する傾向がある。
- 多質点系の検討では、統計的 RMS 法の計算結果は、建屋がほぼ線形範囲に有る L1 地震では、期待値・RMS 値・非超過確率のいずれも MCS の計算結果と概ね一致する。建屋が非線形に入る場合でも塑性率 2 程度であれば、統計的 RMS 法と MCS との計算結果の差は、塑性率の期待値 $E[\mu]$ において、PH を除く階で L2 地震+8%、L3 地震+18%であり概ね 20%程度に収まっている。なお、層間変形角の RMS 値 $\sigma[R_{max}]$ については、これを上回る差を生じており解析精度は低い。
- 非超過確率についても、建屋がほぼ線形となる L1 地震では

MCS による計算結果と概ね一致するが、L2, L3 地震では精度が低下する傾向がある。

- 時刻歴応答解析と定常応答解析の差は、いずれの場合でも小さく、本論の様に一般的な経時特性を使用する限り、計算方法が簡易な定常応答解析法を用いても問題ない。
- 建屋が鉛直方向の剛性分布に偏りを持つ場合、統計的 RMS 法の解析精度は低下するが局部的で有り、剛性の弱い層以外では両者の差は小さい。

統計的 RMS 法は MCS の計算結果と比較してやや過小評価となる場合があり、現実の利用では計算した応答値に 1.2 程度の応答補正係数を乗じる事を推奨する。統計的 RMS 法の 1 ケースあたりの計算時間は、市販の一般的な PC では時刻歴応答解析で 1~2 分、定常応答解析では 1~2s と短く、計算時間の点で優れている。なお、補正係数 C_1 , C_2 は、暫定的に定めた近似式を用いているが近似式なので、今後これらを理論的に評価する方法を開発する必要がある。

Appendix：最大変位の期待値および RMS 値の計算方法

筆者らは最大変位の期待値 $E[x_{max}]$ および RMS 値 $\sigma[x_{max}]$ を、Cartwright⁶⁾の方法を準用して計算する方法を提案しているので^{15,16)}、概要を以下に記す。最大変位の期待値 $E[x_{max}]$ および RMS 値 $\sigma[x_{max}]$ は、下式で計算する。

$$E[x_{max}] = \sum_{i=1}^n x_i \cdot p_m(x_i) \quad (19)$$

$$\sigma[x_{max}] = \sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2 \cdot p_m(x_i) - E[x_{max}]^2} \quad (20)$$

$p_m(x_i)$ は最大応答変位に関する確率関数（確率密度関数を離散化して、その和が 1 となる様にした関数）であり、下式で得られる。

$$p_m(x_i) = P(x_i) - P(x_{i-1}), \quad i = 1 \cdots n \quad (21)$$

$$x_i = x_1 + (x_2 - x_1) / (n - 1) \cdot (i - 1)$$

$x_{1,2}$ は考慮する変数 x の最小・最大値、 n は $x_1 \sim x_2$ 間の分割数である。 $P(x_i)$ は最大変位に対する非超過確率であり、Davenport の式を修正した下式を用いる。

$$P(x_a) = \exp\left(-2 \cdot \int_0^{t_d} \alpha \cdot v^+(x_a, t) \cdot dt\right) \quad (22)$$

$$v^+(x_a) = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\sigma[\ddot{x}]}{\sigma[x]} \cdot \exp\left(-\frac{x_a^2}{2 \cdot \sigma[x]^2}\right) \quad (23)$$

t_d は地震動の継続時間を示す。 α は係数であり、最大変位に対する超過回数に振動数依存性を考慮し、MCSの結果から推定した下式を用いる。ここで、系の等価固有周期 $T_{eq} = 2\pi \cdot \sigma[x]/\sigma[\ddot{x}]$ である。

$$\begin{cases} \alpha = 1 & (T_{eq} \leq 0.1s) \\ \alpha = 1 - 0.264 \cdot \{\ln(T_{eq}) + 2.303\} & (0.1s < T_{eq} \leq 0.8s) \\ \alpha = 0.450 & (0.8s < T_{eq}) \end{cases} \quad (24)$$

参考文献

- 1) The Building Center of Japan: The Building Standard Law of Japan on CD-ROM May 2016 - Notification No.1457 Calculation of Response and Limit Capacity, 2016
- 2) Freeman, S.A.: Prediction of Response of Concrete Building to Severe earthquake Motion, Douglas McHenry International Symposium on Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp.589-605, 1978
- 3) ATC: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC40), Vol.1, Applied Technology Council, Redwood City, 1996
- 4) Wen, Y.K.: Equivalent Linearization for Hysteretic Systems under Random Excitations, Transaction of ASME, Vol.47, pp.150-154, 1980
- 5) Asano, K.: An Equivalent Linearization Approach to Random Response of Hysteretic Systems, Transaction of Architectural Institute of Japan, No.335, pp.10-14, 1984.1 (in Japanese)
- 6) Shibata, A.: Newest Seismic Structural Analysis - Section.6 Random Vibration, 1st Edition, 1981 (in Japanese)
柴田明徳, 最新構造解析・初版 6. ランダム振動, 1981
- 7) Atalik, T.S. and Utku, S.: Stochastic Linearization of Multi-Degree-of-freedom Non-Linear System, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, pp.411-420, 1976
- 8) Suzuki, Y. and Minai, R., "Seismic Stochastic Response of State-Dependent Hysteretic Structures," Proceedings of the Sixth Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.1169-1176, 1982
- 9) Ishimaru, S.: Stochastic Seismic Response of Hysteretic Structures (Part.1: On a System with Bi-Linear Hysteretic Characteristics, Transaction of Architectural Institute of Japan, No.265, pp.71-80, 1978.3 (in Japanese)
- 10) Izumi, M., Li, Z. and Katsukura, H.: "Approach to Stochastic Response Analysis of Piece-Wise-Linear Hysteretic Structural Systems: For Bilinear Model", Transaction of Architectural Institute of Japan, No.390, pp.59-69, 1988.8
- 11) Tajimi, H.: For the calculation of the earthquake maximum response of building by statistical methods, Transaction of Architectural Institute of Japan, pp.249-252, 1958.10 (in Japanese)
- 12) Okada, Y., Dan, K. and Kanda, J.: Application of Seismic Ground Motion predicted Based on Fault Model to Dynamic Reliability Analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol.73, No.625, pp.369-374, 2008.3 (in Japanese)
- 13) Goto, H. and Iemura, H.: "Linearization Techniques for Earthquake Response of Simple Hysteretic Structure", Proc. of JSCE, No.212, pp.109-119, 1973.4
- 14) Okano, H.: Nonlinear Random Response of Soil-Column Subjected to Non-White Excitation, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), No.500, pp.37-43, 1997.10 (in Japanese)
- 15) Nakano, T. and Matsuda, S.: Expectation and Standard Deviation of Maximum response Value, Journal of Structural Engineering, Vol.54B, pp.211-218, 2008.4 (in Japanese)
- 16) Nakano, T. and Matsuda, S.: Stochastic Method to Evaluate Maximum

- Response Value for SDOF Excited by Input Motion Expressed as Arbitrary Shape Spectrum, 14WCEE, 2008
- 17) AIJ: AIJ Recommendations for Loads on Buildings (2004Edition), 2004
 - 18) Building Research Institute, The Building Center of Japan: Generation Guide of Seismic Input Motion, 1992 (in Japanese)
 - 19) Kobori, T. Minai, R. and Suzuki, R.: Stochastic Seismic Response of Hysteretic Structures, Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Vol.26, pp.57-69, 1976.3
 - 20) Ishimaru, S.: Stochastic Seismic Response of Hysteretic Structures (Part.2: On a Hysteretic Structure with Slip Model or peak-oriented Stiffness-Degrading Model), Transaction of Architectural Institute of Japan, No.267, pp.49-58, 1978.5 (in Japanese)

NON LINEAR RESPONSE ANALYSIS EXCITED BY RANDOM INPUT WITH ARBITRARY SHAPE SPECTRUM

Non linear response analysis of building using stochastic RMS Method, part 1

Tomio NAKANO^{*1} and *Satoshi MATSUDA*^{*2}

^{*1} Newjec Inc., M.Eng.

^{*2} Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Environmental and Urban Engineering, Kansai University, Dr.Eng.

Simple non-linear response prediction method (stochastic RMS Method) is developed, subjected to the building excited by arbitrary shape spectrum input based on statistical equivalent linearization technique. In previous method, hysteretic characteristic is modeled by unit function independently its shape, and it is necessary to introduce nonlinearity term of system like coulomb slider into equation of motion except displacement and velocity. However, mixture of these term causes complication to solve equation, and is reason to use only white noise for input. The equation made with above process can't solve except explicit time history analysis. In this paper, equation of motion is made with only state variable express displacement and velocity to introduce displacement δa at reversal point as parameters. as equation of motion set simple, it is possible to use arbitrary shape spectrum. This method can adopt poly-linear hysteretic characteristic or MDOF system. Decision of this method is examined for 10 story model building compared with MCS (Monte Carlo Simulation).

- For SDOF, difference of stochastic RMS method and MCS is under 20% for ductility factor 1~8.
- For MDOF, when ductility factor is about 2, maximum difference of both method is about 20%. RMS value of story drift angle $\sigma[R_{max}]$ cause larger difference.
- Un-exceedance probability show same tendency.
- Difference of time history response and stationary response is few. With use ordinary envelope function to time like this paper, both method is available.
- When building has stiffness eccentricity, accuracy of stochastic RMS method decline at weak story. bat, response of other story slightly decline.

CPU time to calculate about model building is 10~15 minutes by stochastic MCS, and 1~2 second by stochastic RMS method. RMS method is superior with MCS for time to calculate.

(2018 年 5 月 9 日原稿受理, 2018 年 11 月 28 日採用決定)