

免震構造物の安全性評価に関する一考察

SAFETY EVALUATION OF BASE-ISOLATED STRUCTURES

菊地 優*, 田村和夫**, 和田 章***

Masaru KIKUCHI, Kazuo TAMURA and Akira WADA

This paper describes a series of seismic fragility analyses of base-isolated structures considering non-linear superstructure behavior. The Latin hypercube sampling technique is applied to construct a series of samples that explicitly account for non-linear behavior. Fragility curves are generated that evaluate the limit state based on maximum superstructure ductility ratio. The study shows that base-isolation systems have a significant advantage for seismic protection compared with fixed-base structures. However, careful consideration should be given to the fact that plastic deformation demands on the superstructure can increase dramatically after yielding if the superstructure is designed anticipating a reduced seismic lateral shear force.

Keywords : *base isolation, fragility, non-linear response, ductility ratio*

免震, 損傷確率, 非線形応答, 塑性率

1. はじめに

免震構造は、建物の重量を支持しつつ水平方向には低い剛性で変形し得る構造要素を建物基礎部に用いることで、建物を地震動から絶縁することを意図した構造形式である。免震構造を採用することで、従来に比べて上部構造の設計用地震力を低減することが可能となり、今日、耐震設計を行う上で非常に有力な選択肢を得るに至った。免震性能の向上あるいは免震構造の一層の普及を目的として、免震構造の可能性についての議論が行われているが、その議論は専ら免震装置に対するものである。しかし、免震構造の可能性の一つである設計用地震力の低減効果に関しては、上部構造の挙動を考慮に入れた議論が必要となる。本研究では、上部構造の非線形挙動を考慮に入れた免震構造物の応答特性に着目して、アイソレーターと粘性ダンパーあるいは履歴ダンパーを組み合わせた2種類の免震装置について、免震構造としての固有周期と上部構造の耐力をパラメーターとし、免震

構造建物の地震時の安全性を在来構造建物との比較において確率論的に評価する。

免震構造物の地震時安全性の評価に関する既往の研究について見ると、称原ら¹⁾が上部構造を同一とした3階建RC造免震構造建物と在来構造建物の両建物を対象として、また平田ら²⁾が免震構造の採用を想定した原子力発電施設を対象として検討している例がある。これらの研究では、基本的に構造物の確率論的耐震安全性の評価手法の一つである安全係数法³⁾を用いている。構造物の非線形挙動を考慮するために、称原らは塑性エネルギー吸収係数の概念を導入し、平田らは従来の安全係数法で用いられている地動の最大加速度と構造物の応答の関係を、地動の速度応答スペクトルと構造物の応答との関係を導入し、さらにそれらの関係を線形でなく多折れ線関数で近似している。両研究の結論として共通することは、地震応答の不確定性に対しては地震動の不確定性の影響が強いことである。一方、免震構造設計指針⁴⁾で

* 正会員 工修

** 正会員

*** 正会員 東京工業大学 教授・工博

Member of AIJ, M. Eng.

Member of AIJ

Member of AIJ, Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

は、設計用地震動評価法としてレベル2の地震動では、将来起こり得る地震を決定論的に扱う考え方が示されている。本研究では、上部構造が非線形領域に入る地震動レベルの挙動を考えることとしており、いわゆるレベル2の地震動レベルを想定していることになる。本研究では、免震構造設計指針⁴⁾と同様の立場を取ることで、レベル2相当のある地震動に対する条件付き損傷確率を算定し、免震構造の地震時安全性に関する考察を行う。地震動を確定的に与えることにより、損傷確率の絶対的な評価は行わず、同じ条件における在来構造の損傷確率との比較において議論を進める。むしろ、地震動を確定して考えることで、構造物を規定するパラメーターの変動が損傷確率に及ぼす影響を、地震動の不確定性に埋もれることなく評価できるものとする。

2. 入力地震動の設定

本研究では、想定した敷地で将来起こり得る地震動を特定する立場を取り、具体的には東京において1923年の関東地震が発生した場合を考える。地震動を予測する方法としては種々の方法があるが、ここでは近年、新しい地震動評価方法として着目されている経験的グリーン関数を用いる波形合成法⁵⁾を適用する。この方法は、中小規模の地震による観測記録を、経験的に得られたグリーン関数と見なして波形を合成する方法である。実際には、想定する敷地あるいは敷地周辺で得られた小地震記録を要素地震とし、想定する地震の断層長さ、幅、滑り量による相似則を考慮して要素地震を多数重ね合わせることで、大地震時の地震動を推定する。この方法には、(i) 大地震に比べて中小地震は発生頻度が高いために想定する敷地あるいはその周辺で記録される可能性が高いこと、(ii) 中小地震時の観測記録には既に伝播経路および敷地付近の地形や地震特性が内包されているので、地震特性が線形ならば地下構造を別途調査することなく大地震時の強震動を推定できるなどの利点がある。図-1に本研究で適用した経験的グリーン関数を用いる波形合成法の概念を示す。

以下に、具体的な関東地震の推定手順を述べる。敷地として東京・芝浦地区の第2種地盤モデルを想定する。要素地震として用いる観測記録は関東地震の震源域で発生し、かつ周期10秒程度までの成分を十分に含んでいる記録とし、以下の2つの地震で得られたGL-1mの加速度記録を採用した。

- ① 神奈川・山梨県境地震
(1983年8月8日, M 6.0, 深さ22km)
- ② 千葉県東方沖地震
(1987年12月17日, M 6.7, 深さ58km)

これらの観測記録は、東京・芝浦地区から東北東へ

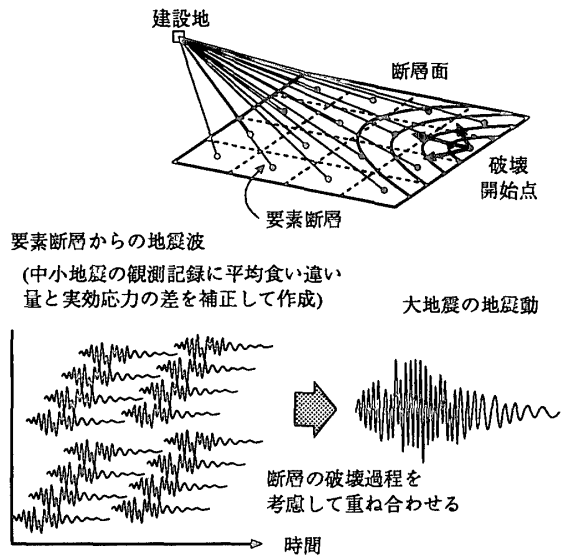


図-1 経験的グリーン関数を用いる波形合成法の概念

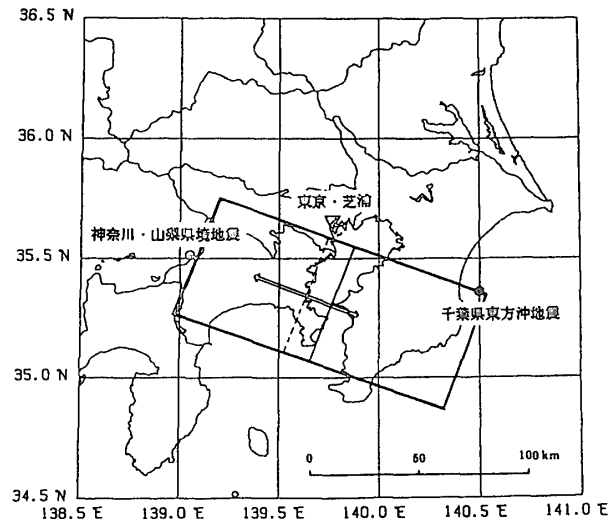


図-2 関東地震の断層モデル

3.7km離れた東京・越中島地区で得られたものであるが、同地点は東京・芝浦地区と地盤構造がほぼ対応している。また、両地震の震源位置を考慮して、断層の西半分には神奈川・山梨県境地震を、断層の東半分には千葉県東方沖地震を適用する。図-2に関東地震の断層モデルを示す。なお、関東地震の断層モデルとしていくつかのモデルが提案されているが、ここでは文献⁶⁾に示されているKanamoriによる断層モデルを採用する。Watabe⁷⁾は、本方法を用いて関東地震における東京・本郷の記録を良好に再現しており、本方法の妥当性について論じている。図-3に本方法で推定された関東地震の地動加速度波形を示す。推定された地動加速度の最大値は489gal、地動速度の最大値は49.5cm/secであった。推定された地震動の減衰定数10%時の応答スペクトルを、従

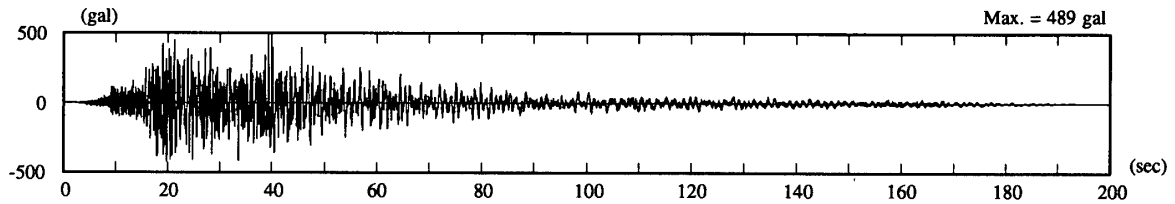


図-3 推定された関東地震の加速度波形

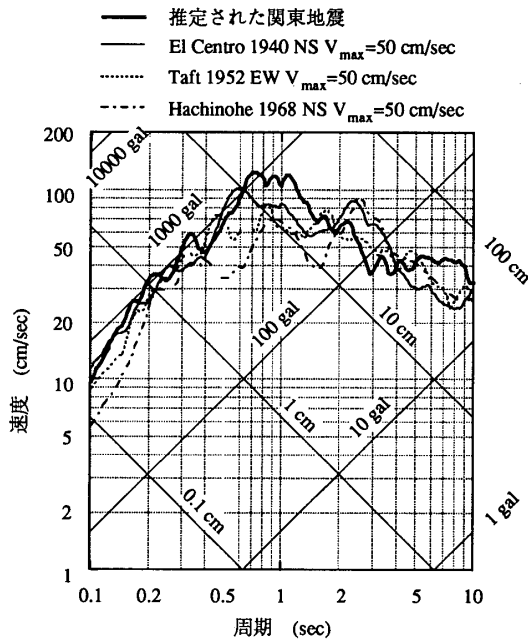


図-4 応答スペクトルの比較 (減衰定数10%)

来から耐震安全性の検討に用いられてきた観測記録を最大速度50cm/secに規準化した場合の結果と比較して図-4に示す。ここで作成された関東地震の地震動は、周期0.6~1.5秒と5秒以上の領域では他に比べて大きなスペクトル振幅を示すが、それ以外の周期では同等もしくはそれ以下のレベルとなった。特に、一般的な免震構造の周期として考えられる2~4秒の範囲では他を下回る結果となった。以下では、ここで推定された関東地震の地震動を入力地震動として、免震建造物の地震時損傷確率の算定を行うこととする。

3. 損傷確率の評価方法

3.1 免震建物モデルの設定

確率論的な損傷評価を行う場合、考慮すべき確率変数を極力少なくすることで、効率的な評価が可能となる。本研究では上部構造の非線形領域までを評価の対象としており、図-5に示すような免震装置と上部構造をそれぞれ1つのせん断ばねに代表させた2質点振動系モデルを検討に用いる。上部構造は基礎固定時の弾性時の固有周期 T_0 が $T_0=0.3$ 秒、Bi-Linear型の復元力特性を有する建物

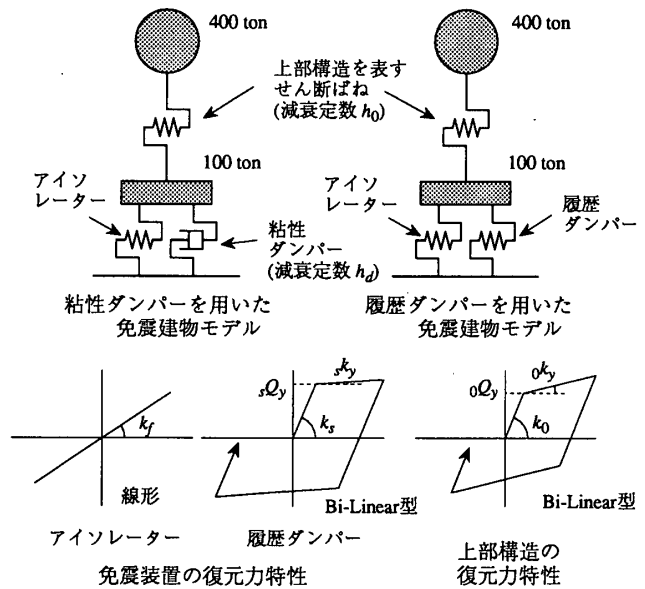


図-5 解析モデル

表-1 損傷確率の評価を行う免震建物モデルの固有値解析結果一覧 (sec)

上部構造を剛とした場合の固有周期 T_f	1次固有周期	2次固有周期
2.0	2.02	0.133
2.5	2.51	0.133
3.0	3.01	0.134
3.5	3.51	0.134
4.0	4.01	0.134

とする。免震装置は粘性系あるいは履歴系のダンパーとアイソレーターから構成されるものとし、アイソレーターの水平剛性は上部構造を剛体としたときの固有周期 T_f として $T_f=2\sim4$ 秒の範囲を考える。表-1に $T_0=0.3$ 秒となる上部構造の剛性と $T_f=2\sim4$ 秒となるアイソレーターの剛性によって規定される2質点振動系モデル(ダンパーは考慮しない)の固有値解析結果の一覧を示す。同表によれば、1次固有周期は上部構造を剛とした場合の固有周期にほぼ等しく、2次固有周期はアイソレーターの剛性に拘わらずほぼ同じ周期となっている。

3.2 確率モデルの設定

建造物の非線形挙動を考慮に入れた地震時損傷確率の評価方法として、免震建造物を対象とした先述の称原ら

の方法, 平田らの方法の他に, 5層RC造の在来構造建物を対象としたHwangらの方法⁸⁾がある。この方法では, 安全係数法を適用した場合に必要な地震動強度(地動の最大加速度, 速度応答スペクトルなど)と構造物の応答の関係を求める代わりに, 地震動および構造物のばらつきを考慮した多数のサンプルを発生させて非線形応答解析を行うことで, 構造物の非線形挙動を直接的に損傷確率に反映させている。本研究では, 地震動を確定的に扱うこと, および構造物のモデルが比較的簡易であることから, 多数のサンプルを発生させたとしても計算の規模は現実的なものと考えられる。平田らが地震動強度と構造物の応答の关系到多折れ線関数を用いた理由は, 免震構造物が強非線形性を有するためであり, 著者らもそのような認識から直接的に強非線形性を考慮するためにHwangらの方法を適用することとし, さらに応答結果を回帰することなく(1)式によってクライテリアとして設定した塑性率 μ_{cr} を超過する確率Prを評価する。

$$Pr[\mu \geq \mu_{cr}] = \frac{N[\mu \geq \mu_{cr}]}{N[0 \leq \mu \leq \infty]} \quad (1)$$

なお, $N[\]$ は $[\]$ 内の条件を満たすサンプル数を表す。

本研究ではサンプルを発生させる方法としてHwangら⁹⁾が用いたLatin hypercube sampling法(以下, LHS法と称する。)を適用する。LHS法をモンテカルロ法と比較して図-6に示す。モンテカルロ法では確率分布上の区間 $[0, 1]$ で一様乱数を発生させて, 各乱数に対応する値を1つのサンプルとするのに対して, LHS法はある確率分布を有する確率変数を確率分布上の区間 $[0, 1]$ で N 等分して, その区間の代表値(中央値)に対応する値を1つのサンプルとする方法である。本研究では, 確率分布を対数正規分布と仮定する。中央値を x_m , 対数標準偏差を β , 分割数を N とすると, i 番目のサンプル x_i は(2)~(4)式を用いて得られる¹⁰⁾。

$$x_i = e^{\lambda + \beta y_i} \quad (2)$$

$$\lambda = \ln x_m \quad (3)$$

$$y_i = \phi^{-1}\left(\frac{2i - N - 1}{2N}\right) \quad (4)$$

$$\phi^{-1}(y) \text{は, } \phi(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^y e^{-\frac{t^2}{2}} dt \text{の逆関数とする。}$$

LHS法はサンプル数が少なくても各 $1/N$ の発生確率を代表する点を選択されるために, 試行による解のばらつきが少なく安定した解が得られるという利点がある。このことを確認するために, 図-5に示した粘性ダンパーを用いた免震建物に対して, 上部構造の降伏耐力にばらつきを持たせた確率モデルを設定し, LHS法とモンテ

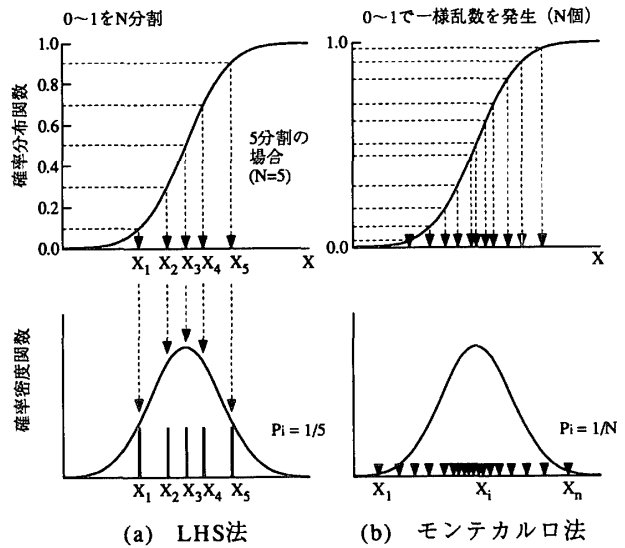


図-6 サンプル法の比較

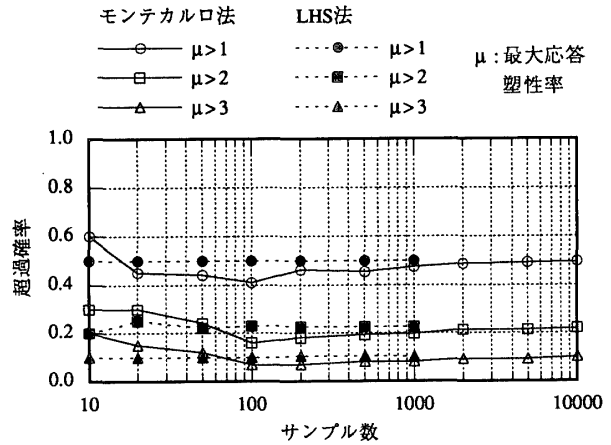


図-7 サンプル数の違いによる超過確率の収束性に関する検討

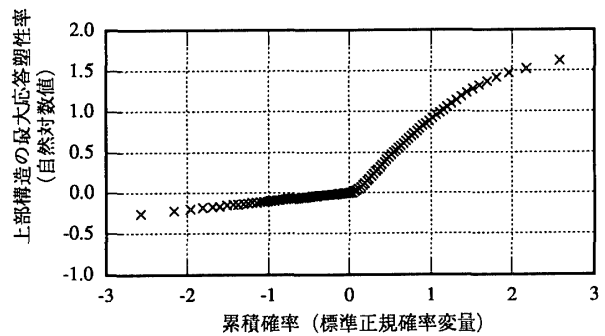


図-8 確率紙上へのプロット (対数正規分布を仮定した場合)

ルロ法による超過確率の収束性に関する検討を行った。検討に用いた確率モデルを規定する各パラメータの設定値は, 後述の表-2(a)に示す設定値と同じである。サンプル数を10~10000と変化させた場合に, 両サンプリング法から得られた上部構造の最大応答塑性率の超過確率の変化を, 図-7に比較して示す。同図によれば, モ

ンテカルロ法におけるサンプル数5000~10000程度の結果が、LHS法ではサンプル数100程度で得られている。

HwangらはLHS法によってサンプルを多数発生させて得られた応答結果を統計解析することで、これに対数正規分布を適用して損傷確率を算定した。しかし、免震構造物の上部構造は塑性化後に強非線形性を有していることから、確率空間が大きく歪められるために、応答結果に対して適当な確率分布形を適用することは困難であると考えられる。具体的にこのことを示すために、図一7の結果のうちサンプル数100のLHS法の結果に対して、対数正規分布を仮定して確率紙上へプロットした結果を図一8に示す。同図は、縦軸に上部構造の最大応答塑性率の自然対数値をとり、横軸には対応する累積確率を標準正規確率変量に換算した値をとったものであり、標本が対数正規分布ならば、その分布は直線となる¹¹⁾。しかし、同図に示された標本の散布状態を見ると、それらの点を1本の直線で回帰することは困難である。したがって、本研究では応答結果に対して適当な確率分布形を適用することは行わず、(1)式によって直接的に超過確率を算定する方が妥当であると判断した。適当な確率分布形の適用は、超過確率の非常に小さい、いわゆる確率密度

関数のすそ野を対象とする場合に有効である。しかし、ここではレベル2相当の地震動に対する条件付き損傷確率を算定することを目的としており、その損傷確率は比較的大きいこと ($10^{-1} \sim 10^{-2}$ のオーダー)、および図一7ではLHS法による超過確率が分割数100以上では概ね一定値に収束していることから、以下では分割数を100として検討を進める。

3.3 確率変数の選択

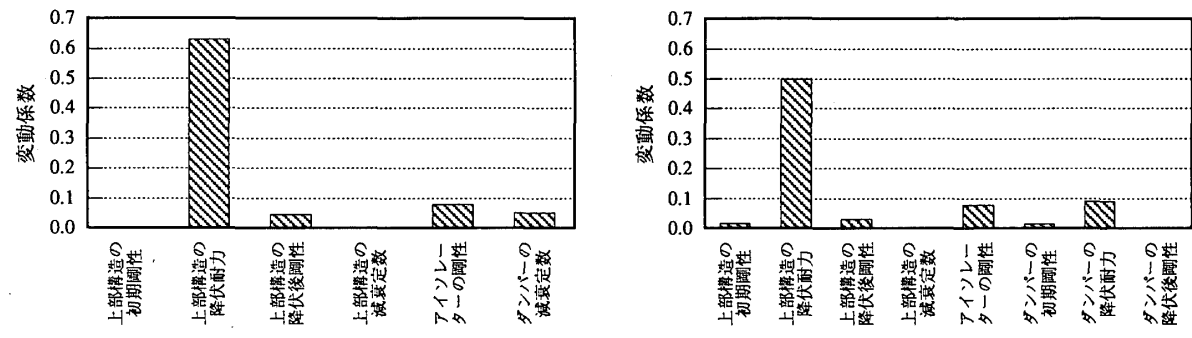
試行回数を低減することを目的として、本研究で対象とした上部構造の損傷確率に与える影響の大きな確率変数を選択するために感度解析を行った。上部構造の損傷の程度は最大応答塑性率で表すこととした。ここで考慮する確率変数と各確率変数の中央値および変動係数(標準偏差/平均値)を表一2に示す。同表では、確率変数の全てに対数正規分布を仮定しており、文献^{4,12)}を参考にして上部構造に関する確率変数には10%の変動係数を、免震装置に関する確率変数には5%の変動係数を仮定した。各確率変数は、中央値において上部構造の最大応答塑性率が1.0となり、各確率変数を変動させた場合に、上部構造が弾性領域と塑性領域の双方に入るような設定を行った。確率分布の分割数は全て100とし、それぞれ

表一2 感度解析に用いた確率変数の一覧

(a) 粘性ダンパーを用いた免震建物の場合			(b) 履歴ダンパーを用いた免震建物の場合		
確率変数	中央値	変動係数	確率変数	中央値	変動係数
上部構造の初期剛性 k_0^{*1}	179 tf/cm	10 %	上部構造の初期剛性 k_0^{*1}	179 tf/cm	10 %
降伏耐力 $0Q_y^{*2}$	29.6 tf (26.6 tf)	10 %	降伏耐力 $0Q_y^{*2}$	56.7 tf (51.0 tf)	10 %
降伏後剛性 $0k_y^{*3}$	0.10	10 %	降伏後剛性 $0k_y^{*3}$	0.10	10 %
減衰定数 h_0^{*4}	0.02	10 %	減衰定数 h_0^{*4}	0.02	10 %
アイソレーターの剛性 k_f^{*5}	2.24 tf/cm	5 %	アイソレーターの剛性 k_f^{*5}	2.24 tf/cm	5 %
ダンパーの減衰定数 h_d^{*6}	0.15	5 %	ダンパーの初期剛性 k_f^{*7}	6.71	5 %
			降伏耐力 $0Q_y^{*8}$	25.0 tf	5 %
			降伏後剛性 $0k_y^{*3}$	0.01	5 %

- *1 基礎固定時の固有周期 T_0 が0.3秒となるように設定。
- *2 中央値において最大応答塑性率が1.0となるように設定。
ただし、上部構造の降伏後剛性を変動させる場合は()内の値を用いた。
- *3 初期剛性に対する比。
- *4 $T_0=0.3$ 秒に対する減衰定数。瞬間剛性比例型減衰とする。
- *5 上部構造を剛とした場合の固有周期 T_f が3.0秒となるように設定。

- *6 $T_f=3.0$ 秒に対する減衰定数。
- *7 アイソレーターの剛性を組み合わせた場合に $T_f=1.5$ 秒となるように設定。
- *8 降伏せん断力係数が0.05となるように設定。
なお、表中の記号は図一5参照。



(a) 粘性ダンパーを用いた免震建物の場合 (b) 履歴ダンパーを用いた免震建物の場合

図一9 上部構造の最大応答塑性率に着目した感度解析の結果

の解析において一変数のみを変動させ、他は固定とした。ただし、上部構造の降伏後剛性の変動は、上部構造が降伏する以前では全く結果に影響しない。したがって、上部構造の降伏後剛性を変動させる場合には、上部構造の降伏耐力を、他の確率変数で設定した降伏耐力の0.9倍の値とした。得られた応答値の中で、上部構造の最大応答塑性率に着目して、変動係数の形で整理した結果を図-9に示す。同図より、両免震装置ともに、上部構造の降伏耐力を変動させた場合に、上部構造の最大応答塑性率の変動係数が最も大きいことがわかる。したがって、以下の検討では、上部構造の損傷に対して最も影響が大きい上部構造の降伏耐力のみを確率変数として扱うこととする。

4. 損傷確率の評価結果

4.1 上部構造の降伏耐力と損傷確率

損傷確率の算定は、免震建物の固有周期 $T_f=2.0\sim 4.0$ 秒(0.5秒刻み, 5ケース), 免震装置のダンパー2種類(粘性および履歴ダンパーの2ケース), 上部構造の降伏耐力を降伏せん断力係数 C_0 (設計値)に換算して0.05~0.30(0.01刻み, 36ケース)の全360ケースのモデルに対して行った。比較のために基礎固定とした場合の損傷確率についても同様の方法を用い、 C_0 (設計値)で0.10~1.00(0.01刻み)の範囲において全91ケースの算定を行った。以上の全451ケース(免震:360ケース, 基礎固定:91ケース)のモデルのそれぞれに対して、上部構造の降伏耐力のみにばらつきを考慮した100個のサンプルをLHS法によって発生させ、各サンプルに対する弾塑性地震応答解析を実施した。上部構造の損傷の程度は最大応答塑性率で表すこととした。算定された損傷確率は、先に推定した関東地震の地震動を入力地震動とした場合の条件付き損傷確率である。ここで考慮した上部構造の降伏耐力のばらつきは、文献¹²⁾に示されている鉄筋コンクリート部材の曲げ降伏強度の実験値と計算値の比のデータを参考にした。すなわち、鉄筋コンクリート造

を想定した上部構造の各層がほぼ同時に梁降伏すると仮定して、上部構造全体の荷重変形関係を1つのせん断ばねに置換すると、(現実の降伏耐力/設計値)の平均値が1.27, 標準偏差が0.15となる。表-3に各パラメーターの具体的な設定方法と設定値を示す。

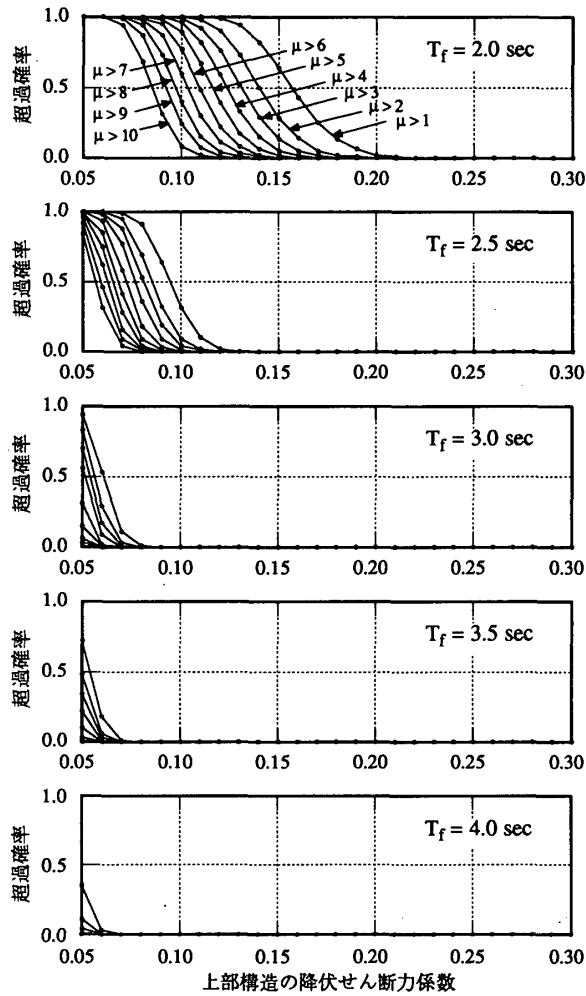
免震建物の上部構造の最大応答塑性率毎の超過確率(ここでは損傷確率と呼ぶ)について粘性ダンパーを用いた場合を図-10に、履歴ダンパーを用いた場合を図-11に、基礎固定とした場合を図-12に示す。ここで設定した免震装置は最適化したものではないことから、ダンパーの種類による免震効果についての比較は行えないが、基礎固定との比較では上部構造の損傷確率はかなり低減されることがわかる。例えば、Hwangらが文献⁸⁾において severe structural damage と定義した塑性率6を越える確率が50%となる上部構造の降伏せん断力係数は、比較的周期の短い2.0秒の免震建物においても粘性ダンパーを用いた場合に0.11であり、履歴ダンパーを用いた場合に0.15となる。これに対して基礎固定の場合は0.24であることから、免震構造を採用した場合には降伏せん断力係数がかなり低減されていることがわかる。また、周期を長くすることによって損傷確率はさらに低減される傾向にあり、周期4.0秒の免震建物では、両ダンパーとも降伏せん断力係数0.10以下において上部構造が降伏に至る確率は5%以下となっている。

図-10~12により、同じ塑性率を示す損傷度曲線の負の傾きは、在来構造と比較して免震構造の方が大きく、免震構造の中では周期が長いほど傾きが大きくなっている。例えば、在来構造と周期2.0秒の免震構造の損傷度曲線の負の傾きを比較すると、塑性率5の場合で免震構造のそれは在来構造の約2~2.5倍となっている。損傷度曲線の負の傾きの大小は、上部構造の降伏せん断力の変化に対する損傷確率の変化を表している。したがって、免震構造では上部構造の降伏せん断力の変化に対して、上部構造の損傷確率が在来構造より敏感に変化すると解釈できる。具体的に超過確率50%付近の損傷度曲線の傾きから判断すると、在来構造では降伏せん断力係数0.01の

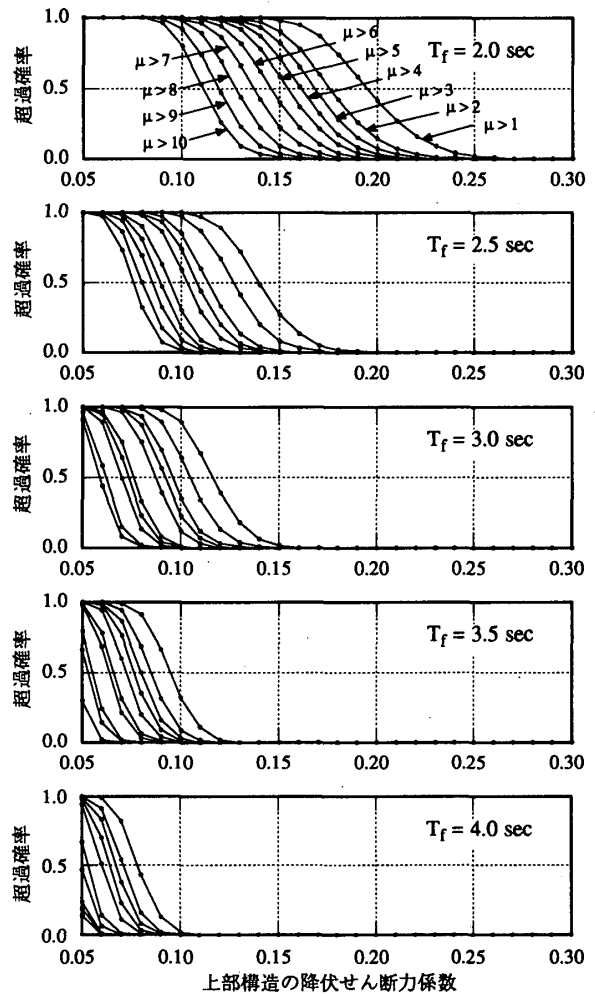
表-3 損傷確率の算定における解析モデルのパラメーター一覧

パラメーター名	設定方法および設定値
上部構造の初期剛性 k_0^{*1} 降伏耐力 Q_y^{*2}	179 tf/cm (固定) $C_0=0.05\sim 0.30$ (0.01刻み, 免震構造) $C_0=0.10\sim 1.00$ (0.01刻み, 基礎固定)
降伏後剛性 αk_y^{*3} 減衰定数 h_0^{*4}	0.10 (固定) 0.02 (固定)
アイソレーターの剛性 k_f^{*5}	$T_f=2.0\sim 4.0$ 秒 (0.5秒刻み)
粘性ダンパーの減衰定数 h_d^{*6}	0.15 (固定)
履歴ダンパーの初期剛性 k_f^{*7} 降伏耐力 Q_y^{*8} 降伏後剛性 αk_y^{*9}	6.71 tf/cm (固定) 25.0 tf (固定) 0.01 (固定)

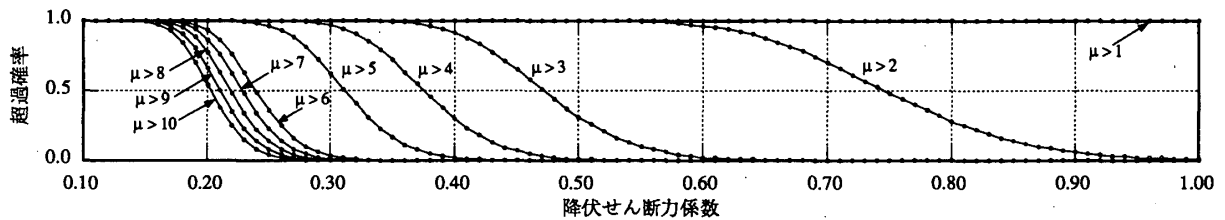
- *1 基礎固定時の固有周期 T_0 が0.3秒となるように設定。
 - *2 各 C_0 (設計値)に対する1.27倍の降伏耐力を平均値とし、(現実の降伏耐力/設計値)の標準偏差が0.15(変動係数に換算して12.2%)となる対数正規分布を仮定。
 - *3 初期剛性に対する比。
 - *4 $T_0=0.3$ 秒に対する減衰定数。瞬間剛性比例型減衰とする。
 - *5 上部構造を剛とした場合の固有周期 T_f に応じて設定。
 - *6 T_f に対する減衰定数。
 - *7 $T_f=3.0$ 秒となるアイソレーターの剛性と組み合わせた場合に、 $T_f=1.5$ 秒となるように設定。
 - *8 降伏せん断力係数が0.05となるように設定。
- なお、表中の記号は図-5参照。



図一10 粘性ダンパーを用いた免震建物の上部構造の損傷確率



図一11 履歴ダンパーを用いた免震建物の上部構造の損傷確率



図一12 基礎固定とした場合の上部構造の損傷確率

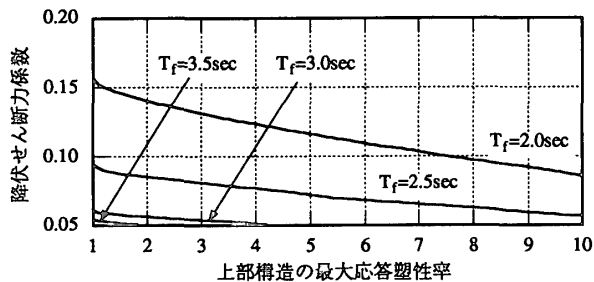
変化に対して超過確率の変化が10%程度であるのに対して、免震構造では20~25%の変化となっている。上部構造を同一として在来構造と免震構造を比較すれば、上部構造の損傷確率は圧倒的に免震構造の方が低減される。しかし、免震構造に対して上部構造の地震力の低減効果を考慮に入れて設計を行う場合には、免震構造の上部構造は在来構造の場合よりも損傷の程度が敏感に変化するといえる。

4.2 免震構造建物の設計耐力に関する考察

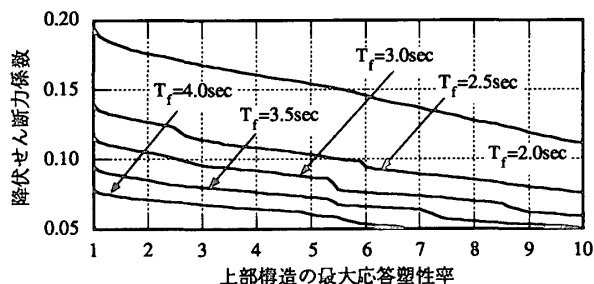
前節で示した解析結果をもとに、免震構造建物の設計に関する考察を行う。図一13は図一10~12の結果をもと

に損傷確率50%となる場合の上部構造の降伏せん断力係数と塑性率の関係を示している。基礎固定の場合には、塑性率の増加に伴って降伏せん断力係数は急激に減少する。例えば、許容塑性率を2から4と変化させることで、必要な降伏せん断力係数は0.75から0.37と約1/2に減少する。これは、塑性化に伴うエネルギー吸収が期待できるためであり、我が国の耐震規定における構造特性係数Dsに反映されている。

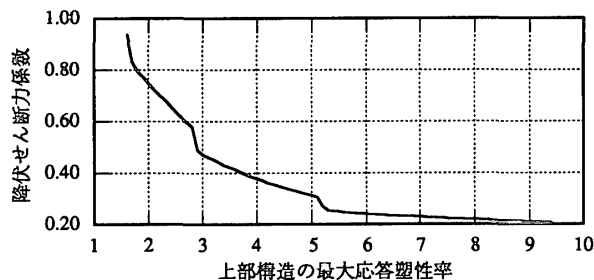
一方、免震構造の場合には許容塑性率を増加させたとしても必要な降伏せん断力係数は、基礎固定の場合ほど低減されない。これは、免震建物では上部構造が降伏耐



(a) 粘性ダンパーを用いた免震建物の場合

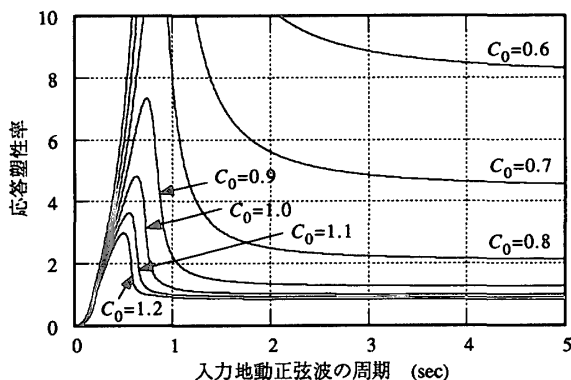


(b) 履歴ダンパーを用いた免震建物の場合



(c) 基礎固定の場合

図一13 損傷確率50%を与える上部構造の降伏せん断力係数と塑性率の関係



図一14 Bi-Linear型の復元力特性を有する1質点振動系(固有周期0.3秒)の定常応答

力を越える地震入力に対しては急激に塑性変形が進行することを示している。著者らは、既に5層3スパンの鉄筋コンクリート造平面骨組を上部構造とする免震建物の弾塑性応答性状を考察することで、同様の傾向について言

及したが¹³⁾、このような応答性状は本研究における幅広い周期の免震建物に対する検討結果と一致しており、免震建物の一般的な応答性状と考えられる。免震建物の上部構造には、免震装置のフィルター効果によって免震建物の固有周期に対応した周期の地震力が作用する¹⁴⁾と考え、上部構造をモデル化したBi-Linear型の復元力特性を有する1質点振動系の正弦波地動に対する定常応答を求めたものを図一14に示す。Bi-Linear型の復元力特性を規定するパラメーターのうち、初期剛性、降伏後剛性、減衰定数は表一3で設定した免震建物の上部構造と同じ値とし、非線形状態における応答せん断力の時刻歴波形をフーリエ級数で近似する文献¹⁵⁾の方法を用いて、定常状態における応答塑性率を算定した。地動加速度は、降伏点加速度を地動加速度で除することで降伏せん断力係数 C_0 に換算して示した。同図より、免震建物の周期2~4秒の範囲では応答塑性率がほぼ一定となっており、地震力が準静的に作用していると考えられる。また、この領域では等間隔に設定した C_0 に対して、応答塑性率が急激に増大している。

5. まとめ

免震構造における上部構造の損傷確率を確率論的手法を用いて評価し、さらに上部構造が塑性化した場合の応答性状について検討した。具体的には、免震構造を規定する各パラメーターが上部構造の損傷確率に及ぼす影響を検討するために、弾塑性応答解析を多数回試行することで免震構造の地震応答の強非線形性を損傷確率に直接的に反映させた方法を用いた。地震入力については、経験的グリーン関数を用いた波形合成法により作成した地震動を確定的に与えることとし、1923年の関東地震が再来した場合を考えた。したがって、損傷確率の絶対的な評価は行わず、同様の条件での在来構造との比較において損傷確率の具体的な検討を行った。

免震装置と上部構造を規定するパラメーターを独立に変動させて行った感度解析の結果では、上部構造の降伏耐力のばらつきが上部構造の損傷確率に対して最も支配的となった。そこで、上部構造を剛とした場合の周期2~4秒の範囲において、上部構造の降伏耐力のみにばらつきを持たせた免震建物モデルを設定して上部構造の損傷確率を算定した。算定された損傷確率について検討した結果、免震建物の上部構造の損傷確率は、在来構造と比較した場合に圧倒的に小さくなるが、上部構造の降伏耐力に対して非常に敏感に変化することが明らかとなった。これは、免震建物の上部構造の塑性化が、降伏耐力を越えた地震入力に対して急激に進行することに起因する。したがって、免震構造を採用することで上部構造に対する地震力の低減効果を期待した設計を行った場合、

在来構造に見られる塑性化に伴う履歴吸収エネルギーの効果はほとんど期待できないことに留意すべきである。免震建物の上部構造は大きな塑性変形を生じさせない設計が望ましいと考えられる。また、耐震的余裕度は変形で評価するのではなく耐力で評価すべきであろう。極論的には、弾性状態を維持さえすれば降伏後の靱性についての議論は不要となる。したがって、免震構造を採用することで、上部構造はある余裕を見込んだ耐力を有する低靱性上部構造の設計が意味を持つことになると考えられる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、清水建設(株)和泉研究室の壇一男氏には入力地震動の作成に関して多大のご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 称原良一, 仙海雅敏, 石井 清, 石川 裕: 免震構造物の確率論的地震リスク評価, JCOSSAR '87 論文集, pp. 111-116, 1987
- 2) 平田和太, 大鳥靖樹, 柏木孝裕: 免震構造物の地震時損傷確率評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第452号, pp. 11-19, 1993年10月
- 3) Kennedy, R. P. and Ravindra, M. K. : Seismic Fragilities for Nuclear Power Plant Risk Studies, Nuclear Engineering and Design 79 (1984), pp. 47-68, North-Holland, Amsterdam
- 4) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 1993年改定, pp. 63-64, pp. 277-283, および pp. 341-351
- 5) Dan, K., Watanabe, T., and Tanaka, T. : A Semi-Empirical Method to Synthesize Earthquake Ground Motions Based on Approximate Far-Field Shear-Wave Displacement, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 396, pp. 27-36, Feb. 1989
- 6) 佐藤良輔: 日本の地震断層パラメーターハンドブック, 鹿島出版会, pp. 141-150, 1989年
- 7) Watabe, M., Watanabe, T., Sato, T., and Dan, K. : Estimation and Generation of Design Input Motion, Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction, pp. 401-434, Kluwer Academic Publishers, 1993
- 8) Hwang, H. H. M. and Jaw, J. W. : Probabilistic Damage Analysis of Structures, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 7, ASCE, pp. 1992-2007, July 1990
- 9) Iman, R. L., Conover, W. J., Campbell, J. E. : Risk Methodology for Geologic Disposal of Radioactive Waste, Small Sample Sensitivity Analysis Techniques for Computer Models, with an Applications to Risk Assessment, NUREG/CG-1397, SAND80-0020, Sandia National Laboratories, March 1980
- 10) 星谷 勝, 石井 清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, pp. 80-85, 1986年
- 11) Ang, A. H. · Tang, W. H. 著, 伊藤 学 · 亀田弘行訳: 土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善, pp. 258-266, 1982年
- 12) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案) · 同解説, pp. 92-94, 1988年
- 13) 田村和夫, 菊地 優: 免震RC造骨組の弾塑性応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集B(中国), 第452号, pp. 651-652, 1990年10月
- 14) Kelly, J. M. : Base Isolation: Linear Theory and Design, Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp. 223-244, 1990
- 15) 田治見宏: 建築振動学, コロナ社, pp. 134-140, 1976年

(1994年9月9日原稿受理, 1995年2月8日採用決定)