

# 免震支承のハードニング特性に着目した 免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性に関する研究

Seismic Response Characteristics of Seismically Isolated Bridge considering Hardening Effect of Seismic Isolator  
where Non-linear Response occur at both Seismic Isolator and Bridge Column

足立 幸郎\*, 運上 茂樹\*\*  
Yukio ADACHI, Shigeki UNJOH

\* 工修 阪神高速道路公団 係長 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

\*\* 工博 建設省土木研究所 室長 耐震技術研究センター耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1 番地)

The non-linear response would be expected both at seismic isolators and columns when seismically isolated bridges are subjected to intensive earthquakes. Such non-linear response characteristics is affected by the hardening effect of the seismic isolator and over-strength effect of the bridge column. In order to clarify such non-linear behavior of seismically isolated bridges, the study on seismic response characteristics of seismically isolated bridges is conducted with considering hardening effect of seismic isolator under uncertainty of non-linearity parameters of seismic isolator and bridge column. According to this study, the hardening effect of seismic isolator increases the ductility response of the column. Furthermore, this effect is more significant where much elongation of natural period by isolator is expected in design.

*Key Words: Seismically Isolated Bridge, Seismic Isolator, Hardening Effect, Uncertainty, Monte-Carlo Simulation*

キーワード: 免震橋梁, 免震支承, ハードニング, ばらつき, モンテカルロシミュレーション

## 1. はじめに

ゴム材料を用いた免震支承(以下免震支承)は、せん断力を与えた場合せん断変形を生じるが、250%以上の大変形領域になると、せん断剛性が急激に大きくなる現象、すなわち一般にハードニングと呼ばれる現象が生じる。これは、ゴム材料自体が高ひずみ領域においては剛性が急激に大きくなる特性を有していることや、また支承構造体として大きな変形を受けると内部のゴムに生じる変形が、純せん断から引張変形が含まれる状態になることなどが理由として挙げられる。このような免震支承がハードニングを生じる領域になると長周期化や減衰性の向上が行われにくいとの判断から、道路橋の免震橋梁の設計では、免震支承が安定した復元力特性が期待できる範囲で設計することが基本とされ、地震時の応答がせん断ひずみ 250%以下になるよう設計することが規定されている<sup>1)</sup>。すなわち、ハードニング現象が顕著でない領域で免震設計を行うことが規定されているとも言え換えることが出来る。これは、ハードニング領域になるとエネルギー吸収能が低下することや、免震設計で重要な長周期化の効果が小さくなると考えられるためである。

大規模地震時における免震橋梁は、免震支承と橋脚の両者で塑性化が生じる可能性がある<sup>2)</sup>。このような場合、橋脚の過強度特

性の影響により、免震支承が設計で想定するよりも過大なせん断変形が生じることが指摘されている<sup>3)</sup>。また、免震支承の剛性は鉄筋コンクリート橋脚の耐力と同等かそれ以上のばらつきを有することも指摘されており、免震支承の等価剛性が小さい状態にばらついた場合は免震支承に設計で考慮する以上の過大なせん断変形が生じることも懸念される<sup>2)</sup>。しかしながら、これらの指摘は、免震支承の復元力特性をバイリニアモデルでモデル化した場合に問題視されている現象である。免震支承のせん断ひずみが250%程度を超える大変形領域ではハードニング現象が生じるため、実際には免震支承に過大なせん断変形が生じる可能性は小さい。一方、ハードニングにより反作用力が橋脚に作用するため橋脚の応答塑性率が設計で考慮するよりも大きくなる可能性が考えられる。したがって、橋脚の過強度特性および免震支承のハードニング特性が、免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

免震支承のハードニング特性を考慮した構造物の耐震性評価を行った事例としては、免震支承のハードニングを考慮し、免震化した原子力発電所の地震時損傷確率の評価を行った平田<sup>4)</sup>の研究や、免震建物の挙動と免震支承のハードニング特性を評価し、支承がハードニングした場合上部構造の塑性化が急激に進行することを明らかにした井上ら<sup>5), 6)</sup>の研究がある。しかしながら、

免震橋梁に着目し、さらに免震支承のハードニング特性が免震橋梁の地震時挙動に及ぼす影響を研究した事例は少ない。

そこで本研究では、免震支承のハードニング特性をモデル化し、免震支承のハードニング特性を考慮した地震応答解析を行った。ハードニング特性については支承形式によって異なるため、ここでは鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰ゴム支承、および免震支承の特殊なケースとして減衰効果の小さい天然ゴム系積層ゴム支承を含めた支承のハードニング特性を検討対象とした。また、免震支承と橋脚の塑性化が生じる場合は、免震支承および橋脚の剛性・耐力特性のばらつきが重要なパラメータとなることから、既往の研究<sup>3)・7)</sup>と同じモンテカルロシミュレーション手法を用いて、ばらつき特性をも考慮した検討を行った。本稿では、シミュレーション結果に基づき、免震支承のハードニング特性および剛性・耐力のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を取りまとめたものである。

## 2. 免震支承のハードニング特性のモデル化

免震支承には様々な復元力特性を有するものがあるが、ここではゴムの支承にのみ着目した。着目した支承形式は、天然ゴム系積層ゴム支承(以下「RB」と略称)を含めた、鉛プラグ入り積層ゴム支承(以下「LRB」と略称)および高減衰積層ゴム支承(以下「HDR」と略称)である。以下にこれら支承の復元力特性のモデル化を説明する。

LRB および HDR については、一般にバイリニアモデルでモデル化される。バイリニアモデルは、せん断ひずみ 50% 以下の低ひずみ領域における免震支承の復元力特性の表現に問題があるとされている<sup>8)</sup>。しかしながら、免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚の振動台実験結果において、免震支承を単純にバイリニアモデルでモデル化したのみでもほぼ最大応答が解析的に再現できることが報告されていること<sup>2)</sup>や、ここでは 200~250% 以上の高ひずみ領域を対象としていることから、このような大ひずみ領域に関する応答を評価する場合低ひずみ領域における復元力特性は最大応答の評価に及ぼす影響は小さいものと考え、ハードニングが生じない領域についてはバイリニアモデルを用いた。なおバイリニアモデルの 1 次剛性と 2 次剛性の比は、一般に用いられる 6.5:1 とした。

ハードニング現象のモデル化については、以下の仮定を設けた。

LRB の場合は、ハードニング開始ひずみを 200% とした。ハードニング開始ひずみについては、免震構造設計指針<sup>8)</sup>においてハードニングが起こらず剛性が一定とみなせる線形限界値として、200~250% を目安としている。原子力用 LRB 支承に関しては矢花ら<sup>9)</sup>や安井ら<sup>10)</sup>が実験結果として、240~250% という結果を報告している。しかしながら、道路橋に用いられる LRB の縮小模型に対して、道路橋で使用される面圧条件下での正負交番載荷試験結果<sup>11)</sup>を見た場合、200% 近くでハードニングが開始されている結果が考察されたため、本研究ではハードニング開始ひずみを 200% と設定した。なお、あくまでも本仮定は道路橋用に用いられる LRB 支承に対して行った仮定であり、使用条件、支承形状、ゴムの材料物性等が異なればハードニング開始ひずみは異なると考えられる。ハードニング現象を表現するために、第 3

次勾配(直線)を設けた。第 3 次剛性と等価剛性の比は 2.59 と設定した。これは、参考文献<sup>3)</sup>に示された LRB 支承の破断ひずみと破断耐力比の関係図より、破断ひずみと破断耐力の回帰直線を第 3 次勾配とみなし、逆算的に算出したものである。なお、ハードニング時の除荷勾配は第 1 次勾配と同一とした。除荷勾配の低下は考慮していない。

HDR の場合も、ハードニング開始ひずみを同様に 200% とした。ハードニングを表現するため第 3 次勾配(曲線)を設け、曲線形状は TDAP III リファレンスマニュアル<sup>13)</sup>にせん断ひずみ依存性を評価した復元力特性の基本骨格曲線に従いハードニングさせることとした。なお、TDAP III リファレンスマニュアル<sup>13)</sup>に示された評価式は、HDR の正負交番繰返し載荷試験結果を包絡する曲線を、せん断弾性係数のハードニングの形で示し、せん断弾性係数がせん断ひずみの 3 次の多項式で表現できるように、係数を回帰分析して定められている。ただし、せん断ひずみ依存性は 200% 以降のみ考慮した。本骨格曲線式は 300% までを対象としているため、300% 以降については 300% 時の勾配をそのまま用いた。なお、式(1)はせん断ひずみ 200% 以下においても荷重変形特性のせん断ひずみ依存性を表現することができるが、ここではあくまでハードニングによる LRB および HDR の特性の差を着目するため、せん断ひずみ依存性は 200% せん断ひずみ以降において考慮することとした。また、除荷勾配の設定は LRB と同様に設定した。HDR の除荷剛性については、ひずみレベルに応じて初期 1 次勾配より勾配が低下する傾向にあることから、修正 1 次勾配を用いる方法<sup>5)</sup>や、べき関数型で表現する方法<sup>14)</sup>などが開発されているが、ここではその影響を無視している。

RB については、多点折れ線バネでモデル化した。なお、RB においても若干ながら履歴減衰が存在する<sup>3)</sup>が、LRB および HDR と比較して小さいことから、粘性減衰として表現することとした。ハードニング特性については、参考文献<sup>3)</sup>において収集した道路橋に用いられる実 RB 支承の正負交番繰返し載荷実験により得られた荷重変形性能試験の結果を参考として、2 段階のハードニング開始ひずみ 175% および 250% を設定した。LRB で考察したときと同様に、使用条件、支承形状、ゴムの材料物性等によってハードニング性状は若干異なってくるものと考えられる。せん断ひずみ 175% からはじまる第 2 次勾配は第 1 次勾配の 1.59 倍、せん断ひずみ 250% からはじまる第 3 次勾配は、第 1 次勾配の 3.06 倍とした。第 3 次勾配は LRB と同様の手法より設定し、第 2 次勾配は、第 1 次と第 3 次勾配とが擦り付くように設定した。除荷勾配は、第 3 次剛性の 2 倍を設定した。

以上の仮定により得られた、LRB、HDR、および RB の復元力特性の一例を図-1 に示す。LRB および HDR はハードニング時の勾配の違いはあるものの、ほぼ同じような復元力特性を仮定したことになる。RB については、ハードニング後に履歴減衰が生じる復元力特性を仮定したことになる。

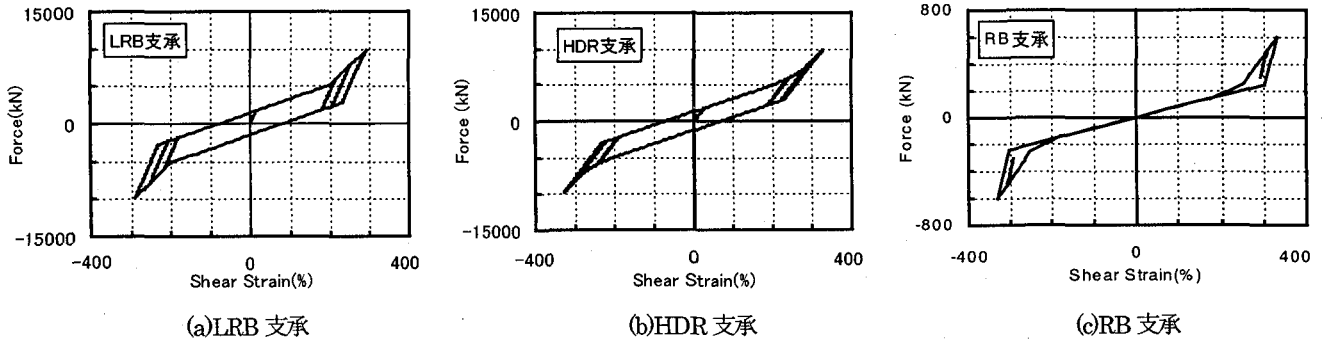


図-1 免震支承のハードニングを考慮した復元力特性のモデル化

### 3. ハードニングを考慮した免震橋梁の地震応答特性評価

#### 3.1 解析条件

免震支承のハードニングの影響が、免震橋梁における免震支承および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響を明らかにするために、橋脚の降伏固有周期および免震支承の等価固有周期をパラメトリックに変化させた応答計算を行った。なお、ここでは、ハードニング効果による影響にのみ着目するため、部材の剛性や耐力のばらつきは考慮していない。あくまでも部材が設計で想定する剛性および耐力を有する状態について検討を行った。

ここでは、免震橋梁として、免震支承と鉄筋コンクリート橋脚からなる橋梁を検討対象とした。図-2に解析モデルを示す。ここでは免震支承のハードニング特性による影響がよりわかりやすく計算結果に反映されるように、基礎の影響については無視し

た2自由度系モデルを用いた。具体的には、上部構造、鉄筋コンクリート橋脚を質点とし、免震支承にはバイリニアモデル、橋脚には剛性劣化型武田モデルを用いてモデル化した。LRB および HDR には1%、RB には4%、さらに橋脚には2%の減衰定数を考慮した。上部構造重量と橋脚梁部に配置した橋脚重量(0.5×全橋脚重量)との比は5:1とした。橋脚降伏耐力と上部構造重量および橋脚梁部に配置した橋脚重量とを考慮した等価重量との比は0.6とした。免震支承の降伏耐力と橋脚の降伏耐力の比は0.3とした。これらの比は、一般的な実務設計を考慮して定めた。入力する地震波は、兵庫県南部地震 JR 鷹取駅波 N-S 成分を道路橋示方書 V 耐震設計編レベル2タイプII地震動II種地盤の標準加速度応答スペクトルに適合するよう加速度振幅を調整した人工波1波を用いた。なお、本計算は波の特性の影響を少なからず受けるものと考えられるが、本研究ではある特定波という条件下において検討を行っていることになる。

ここで解析対象とする免震橋梁は、橋脚の固有周期は  $T_p=0.4, 0.6, 0.8\text{sec}$ 、ハードニングを考慮しない場合の免震支承の固有周期を  $T_{beq}=0.61, 1.04, 1.22, 1.42\text{sec}$  とした。なお、ここでは、支承部を固定とした場合に算出される固有周期を橋脚の固有周期 ( $T_p$ )、上部構造重量と免震支承の最大変位時荷重変形特性から得られる等価剛性から算出される固有周期を免震支承の固有周期 ( $T_{beq}$ ) と定義している。ちなみに、道路橋示方書では非免震時の橋梁の固有周期と免震時の橋梁の固有周期との比が2倍以上となるよう設計することとされている。したがって、本研究で用いたパラメータ設定は、免震橋梁としては推奨されていない免震支承と橋脚の固有周期の組合せも含まれている。

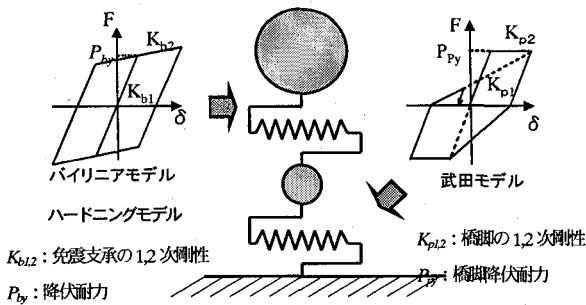


図-2 解析モデル

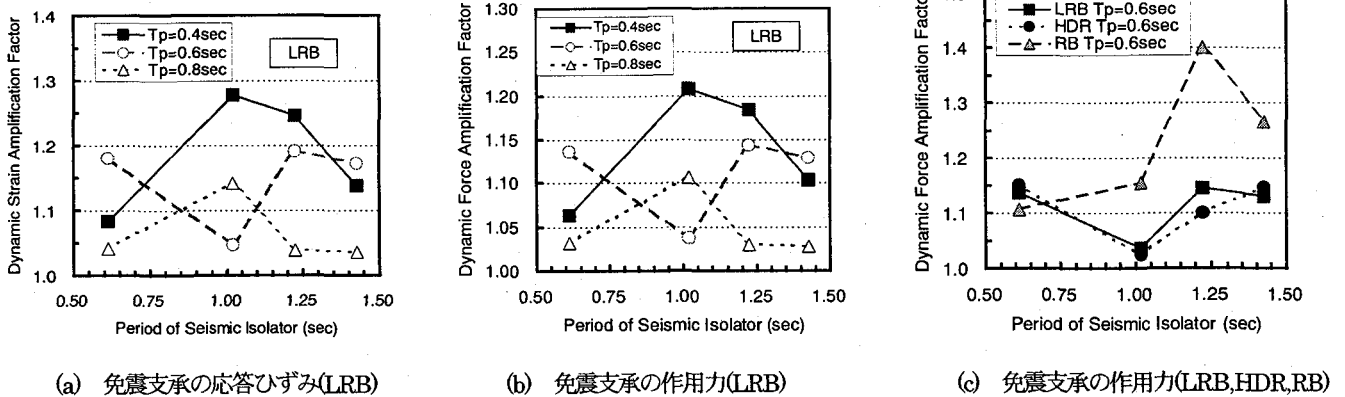


図-3 非線形性の進行に伴って生じる免震支承の動的増幅作用

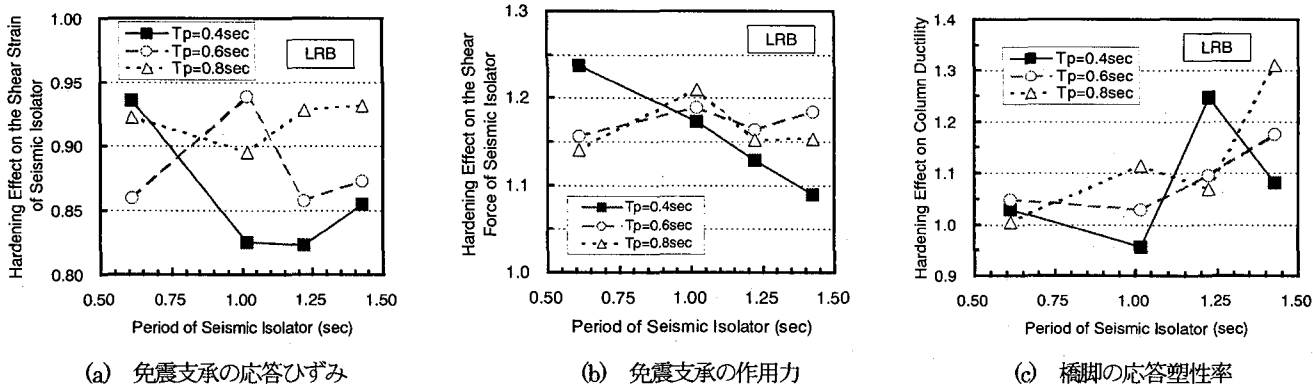


図-4 免震支承のハードニング効果が免震支承の地震時挙動および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響 (LRB)

道路橋示方書では、免震橋梁の設計には動的解析を行うこととされている。設計では免震支承の復元力特性にはバイリニアモデルが用いられる。橋脚に塑性化が生じるような応答をする場合を想定し、静的な力を上部構造慣性力作用位置に作用させた場合、免震支承には橋脚の降伏耐力以上の力は作用しない。したがって、橋脚の降伏耐力をもって支承の変形を計算することが可能である。しかしながら、動的な力が作用した場合は、免震支承に橋脚の降伏耐力以上の力が作用する場合がある。これをここでは動的増幅として表現する。これは、橋脚と免震支承との高次モードの影響によって生じる位相差や、減衰項によって生じる減衰力によって生じるものと考えられる。特に後者は免震支承や橋脚の非線形性の進行に伴って生じるものと考えられる。減衰力による影響は、動的解析における減衰マトリクス作成上の問題も包含していると考えられる。現状では初期剛性をを用いたレーリー減衰が用いられることから、レーリー減衰を設定した動的解析結果に基づき動的増幅現象を考察した。なお、減衰マトリクスの作成方法が異なれば、本検討結果は若干異なってくる事が考えられる。

図-3に、免震支承のひずみおよび作用力に対する動的増幅作用に関して取りまとめた。この図では、高次モードによる影響と減衰力による影響とが取りまとめて示されている。なお前述したようにここでは、動的増幅係数は、動的解析による免震支承の応答ひずみおよび作用力を、静的に橋脚の降伏耐力相当作用力が支承に作用する時に生じる支承のせん断ひずみおよび作用力で基準化したものとして定義した。LRB 支承における、ひずみおよび作用力に関する動的増幅係数を比較した場合、作用力の増幅係数が小さい傾向にある。これは線形バネを用いる場合は必ず同一の値となるが、2次勾配が1次勾配に対して小さい場合、このよう

に作用力の増幅よりひずみの増幅が大きくなる。作用力に着目した場合平均的には約10%程度の動的増幅が見られ、概ね20%程度の動的増幅係数を考慮すれば、LRB では概ね安全側の設計となることがわかる。また、図-3(c)より、HDR についてはほぼ LRB と同じ挙動を示すことから20%の動的増幅係数が妥当であることがわかる。RB については、LRB および HDR に比較して動的増幅係数はやや大きくなる傾向にある。これは RB については、LRB および HDR に比較して減衰性が小さいため、位相差によって生じる動的増幅が大きくなる傾向にあるものと思われる。RB の固有周期が1.22秒において作用力に対する増幅係数が1.4と大きい、平均的には概ね20%程度の増幅係数を考慮しておけばよいと考えられる。

### 3.2 ハードニング特性が免震橋梁の地震応答に及ぼす影響

図-4に、免震支承のハードニング特性の有無が、支承の応答ひずみ、作用力さらに橋脚の応答塑性率に及ぼす影響について示す。ここでは LRB における結果を示す。ハードニング効果による影響は、ハードニングを考慮しない場合における支承の応答ひずみ、作用力、もしくは橋脚の応答塑性率で正規化した値で示した。ハードニング効果による影響は、橋脚の降伏固有周期により変化するものの、支承の応答ひずみに関しては平均的には概ね10%程度小さくなる事がわかる。一方、作用力は橋脚の降伏固有周期や免震支承の等価固有周期によりばらつくものの、概ね15-20%程度大きくなる事がわかる。さらに橋脚の応答塑性率に着目した場合、橋脚降伏固有周期により若干のばらつきが認めら

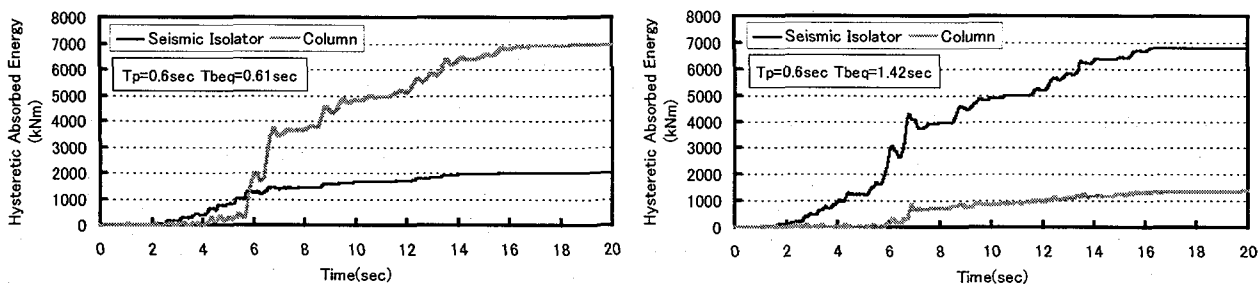
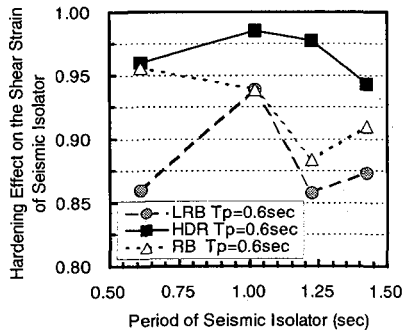
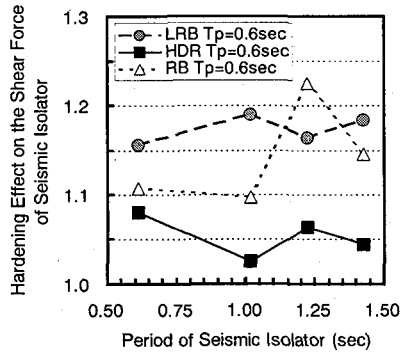


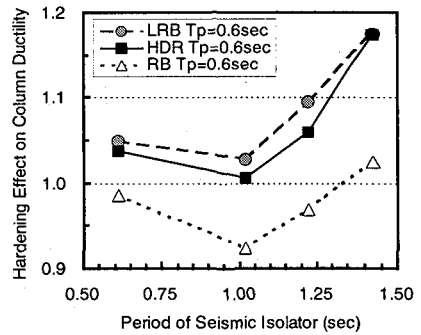
図-5 橋脚と免震支承の履歴吸収エネルギー量 (LRB)



(a) 免震支承の応答ひずみ



(b) 免震支承の作用力



(c) 橋脚の応答塑性率

図-6 免震支承のハードニング特性の違いが免震支承の地震時挙動および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響

れるものの、概ね増加する傾向にある。これは、免震支承の反作用力が橋脚に作用するためである。免震支承の固有周期が0.5秒と橋脚の固有周期とほぼ等しいか若干小さい場合は、橋脚の応答塑性率の変化に及ぼす影響は小さいが、免震支承の等価固有周期が橋脚の降伏固有周期と比較して大きい場合は橋脚の応答塑性率の変化に及ぼす影響が大きくなり、20-30%程度の応答塑性率の増加が認められる。すなわち、免震橋梁に作用する地震力が小さくなるように系の周期を十分に長周期化した場合は、免震支承のハードニング効果による橋脚の応答塑性率の変化量が大きく、免震支承による長周期化が十分でない場合は橋脚の応答塑性率の変化が小さいことがわかる。

図-5に、橋脚と免震支承の履歴吸収エネルギーの分担状況について、LRBを用いた場合の事例を示す。免震支承の固有周期が橋脚のそれに比較して小さい場合は、橋梁全体系で吸収されるエネルギー量のほとんどが橋脚によって吸収されることがわかる。一方、免震支承の固有周期が橋脚のそれに比較して大きい場合は、橋梁全体系で吸収されるエネルギー量の多くが支承で吸収されることがわかる。免震支承の等価固有周期が大きくなるにつれて、免震支承で消費される履歴吸収エネルギー量の絶対量は大きくなる。また、ハードニングによって免震支承での履歴吸収エネルギーの減少分が、概ね橋脚の履歴吸収エネルギーの増大につながる。したがって、免震支承の等価固有周期が大きくなるとともに、橋脚で分担するエネルギー量が大きくなり、結果として橋脚の応答塑性率が増大したものと考えられる。

以上の考察は、全てLRBについて行ったものである。そこで、HDRおよびRBといった、復元力特性やハードニング特性が異なる場合における免震支承および橋脚の地震応答特性に及ぼす影響を検討した。免震支承のひずみ、作用力、および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響の差を図-6に示す。LRBおよびHDRの応答特性は、ハードニング開始までは同じバイリニアモデルを用いてモデル化しているため、両者の違いはハードニング勾配の差によって生じている。LRBモデルにおけるハードニングは直線を用いて表現しているが、HDRモデルにおいては曲線状としている。したがってハードニング開始直後の勾配はHDRモデルの方が小さい。このことは、ひずみにおいてHDRの計算結果はLRBよりも激しい計算結果を生じることとなり、逆に作用力に対してはLRBが激しい計算結果を与える結果となっている。RBにおいては、既往の荷重変形特性実験結果を近似させるため、2段階のハ

ードニング開始点を有するモデル化を行っている。第1次ハードニング(第2次勾配)は175%から、第2次ハードニング(第3次勾配)は250%から開始するモデルとしている。多くの応答が第1次ハードニングの効果により第2次ハードニングに至る応答を生じていない。RBのハードニング特性の影響は、概ねLRBとHDRの両者の中間的な結果となった。なお、1.2秒のケースで作用力が大きくなっているが、これは第3次勾配にかかる応答が生じたためである。ハードニング特性の違いによる橋脚の応答塑性率の変化に着目した場合、LRBおよびHDRの場合は、ハードニング勾配の設定が若干異なるものの、ほぼ同様に橋脚の応答塑性率を増加させ、その増加率もほぼ同等である。RBでは、ハードニングを考慮しない場合と比較して、橋脚の応答塑性率が小さくなっている。これは、ハードニングが生じた場合は若干ながら履歴面積が増えるモデルとしているためと思われる。RBにおいては元来の粘性減衰定数が小さいことから、系の応答特性に影響を及ぼす程の減衰効果が付加されたものと考えられる。なお、今回の結果は、ハードニングのモデル化による影響が大きいことから、ハードニングのモデル化手法によっては、若干異なる結果が得られることも否定できない。

#### 4. ハードニングおよびばらつきを考慮した免震橋梁の地震応答特性評価

##### 4.1 解析条件

これまで、免震支承のハードニング特性のみに着目し、免震橋梁の地震応答の変化に関する検討を進めてきた。免震橋梁では、免震支承の非線形挙動と橋脚の非線形挙動とは相互影響が生じる特性を有することから、免震支承のハードニング現象は免震支承と橋脚の非線形挙動の相互作用に影響を及ぼすことが明らかとなった。一方、既往の研究においては免震支承と橋脚の耐力や剛性のばらつきが非線形挙動の相互作用に影響を及ぼすことが知られている。特に、橋脚の過強度特性は、免震支承の過度の応答に対して支配的な影響を及ぼすことがわかっている。ここでは、免震支承のハードニング特性に加えて、免震橋梁を構成する部材のばらつきが、全体の耐震性能に及ぼす影響、および橋脚や免震支承といった部材の耐震性能に及ぼす影響について検討を行うために、剛性および耐力を変化させたモンテカルロシミュレ

表-1 動的解析で考慮したばらつき要因とばらつきの設定

変動要因	変動方法	平均値	変動係数	備考	
入力変動要因	上部構造重量 $W_u$	$W_u^P = (1 + R \cdot COV(W_u)) \cdot AVE(W_u) \cdot W_u^O$	1.05	0.05	
	橋脚重量 $W_p$	$W_p^P = (1 + R \cdot COV(W_p)) \cdot AVE(W_p) \cdot W_p^O$	1.05	0.05	
	免震支承剛性 $K_{b1,2,hd}$ (1次、2次、ハードニング)	$K_{b1,2,hd}^P = (1 + R \cdot COV(K_{b1,2})) \cdot AVE(K_{b1,2}) \cdot K_{b1,2,hd}^O$	1.00	0.07	LRB
			1.03	0.05	HDR
			0.99	0.09	RB
	免震支承降伏強度 $P_{by}$	$P_{by}^P = (1 + R \cdot COV(P_{by})) \cdot AVE(P_{by}) \cdot K_{by}^O$	1.13	0.18	LRB
			1.05	0.08	HDR
	橋脚降伏剛性 $K_{py}$	$K_{py}^P = P_{py}^P / \delta_{py}^P$	—	—	降伏変位および降伏耐力と連動
橋脚降伏耐力 $P_{py}$	$P_{py}^P = (a \cdot (\delta_{py}^P / \delta_{py}^O) + b) \cdot P_{py}^O$	—	—	降伏変位と連動	
橋脚降伏変位 $\delta_{py}$	$\delta_{py}^P = (1 + R \cdot COV(\delta_{py})) \cdot AVE(\delta_{py}) \cdot \delta_{py}^O$	1.18	0.07		
耐力変動要因	橋脚じん性率 $\mu$	$\mu^P = (1 + R \cdot COV(\mu)) \cdot AVE(\mu) \cdot \mu^O$	1.03	0.18	
	支承破断ひずみ $\gamma_{b,br}$	$\gamma_{b,br}^P = (1 + R \cdot COV(\gamma_{br})) \cdot AVE(\gamma_{br}) \cdot \gamma^O$ $\gamma^O = 250\%$	1.34	0.11	LRB
			2.31	0.25	HDR
			1.34	0.17	RB
	支承破断耐力 $P_{b,br}$	$P_{b,br}^P = (e \cdot \gamma_{b,br} + f) \cdot P^O \Big _{\gamma=\gamma^O}$	—	—	支承破断ひずみと連動

□<sup>o</sup>: 公称強度等を用いた基準値、□<sup>p</sup>: ばらつきを考慮した確率量、R: 平均値0、分散1とする正規乱数  
 AVE(□): ばらつきの平均値、COV(□): ばらつきの変動係数  
 a, b: 矩形断面で高さ10mを想定したモデル橋脚<sup>7)</sup>において、鉄筋強度、コンクリート強度等を変化させた場合の橋脚降伏耐力を線形回帰した場合の回帰係数  
 e, f: 支承破断ひずみと破断耐力とを線形回帰した場合の回帰係数

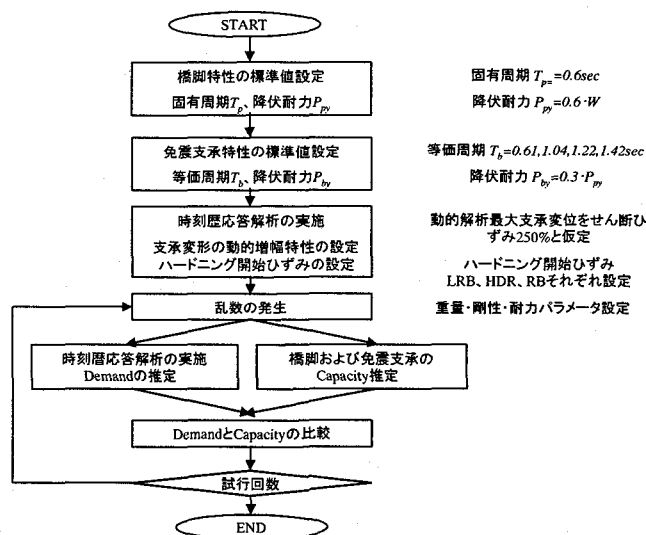


図-7 モンテカルロシミュレーションのフロー

ーションを行い、設計で想定する地震時挙動と実際に想定される地震時挙動とを比較検討した。

解析モデルおよび入力する地震波は前述のとおりである。橋脚の固有周期 ( $T_p$ ) は都市内高速道路高架橋の標準的な値として0.6秒のみを考慮することとし、免震支承の等価固有周期 ( $T_{beq}$ ) は0.61秒から1.42秒までの4ケースとした。その他、動的解析に関する条件は前述のとおりである。

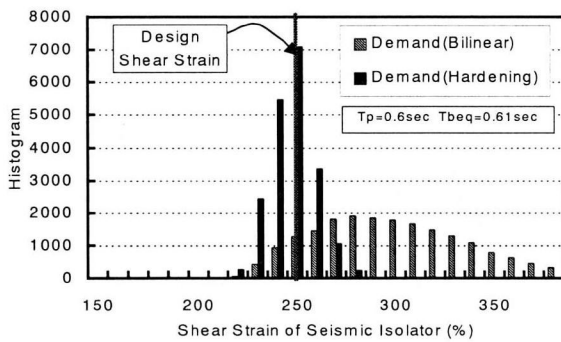
モンテカルロシミュレーションについては、図-7に示すフローに従って行った。まず、免震橋梁としての設計を満足するため公称強度等に基づいて設定されたパラメータによる動的解析を実施する。橋脚および免震支承の等価固有周期を検査条件としているので、支承のサイズや橋脚の応答塑性率を検討することとなる。免震支承のサイズ決定では動的増幅現象を考慮しなくてはならないが、本解析ではまず、橋脚の降伏耐力相当の力が免震支承

に作用した場合の変形を 250%と一旦仮定した上で、免震支承の骨格曲線を仮定し、さらに免震支承にハードニングを考慮しないバイリニアモデルを用いた動的解析を実施し、算定された免震支承の変位をに対して改めてせん断ひずみが 250%であるとし、この数値を基本としてハードニングを考慮した免震支承のモデル化を行った。本来ならば、収束計算を行うべきであるが、今回の計算においてはこのような簡素化を行った。以降モンテカルロシミュレーションでは、免震支承の剛性等を変化させるが、公称強度等設計用値を用いて算定される支承の応答変位を 250%と固定した上で計算を行っている。

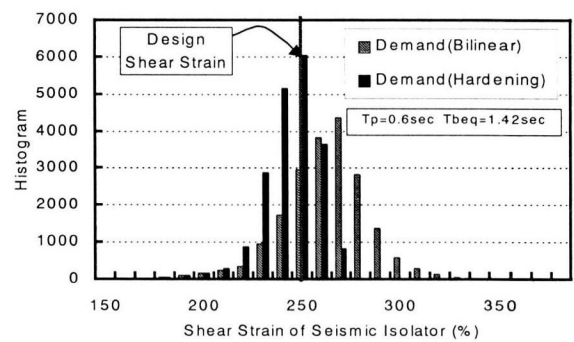
このようにして設定された免震橋梁に対して、免震支承のハードニングを考慮した計算を行う。ハードニングを考慮した解析では、各支承に応じたハードニングの開始点およびハードニング勾配を設定して解析を実施した。ハードニング開始ひずみは免震支承の剛性・耐力のばらつきにかかわらず、LRB および HDR は、設計で想定した 250%せん断ひずみに対して8割のひずみ、すな

わち 200%せん断ひずみに達した場合ハードニングが生じると仮定し、RB については 175%および 250%と 2 段階のハードニングが生じるものと仮定した。

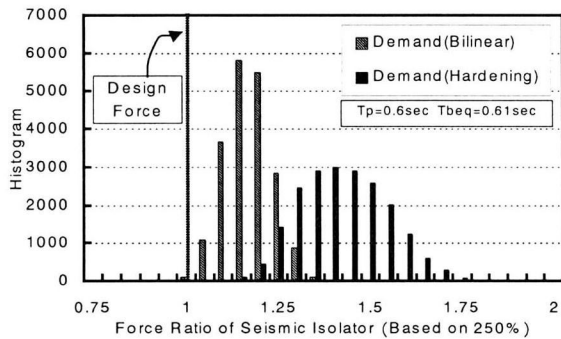
動的解析において、変動要因として設定したパラメータと設定したばらつきを表 1 に示す。上部構造重量および橋脚重量等、ほぼ全ての変動要因は、参考文献7)で示した、矩形橋脚（橋脚高さ 10m）を対象として、鉄筋やコンクリートなど材料等の変動特性を考慮して算定されたばらつき量を基に設定した。免震支承の変動については、参考文献3)に示される免震支承の等価剛性、等価減衰定数、破断ひずみ、および破断耐力の全データの統計分析結果を用いている。等価剛性については、荷重変形性能試験における概ね 175%時の剛性のばらつきを用いている。等価減衰定数についても同様である。なお、等価減衰定数については、LRB および HDR については免震支承の降伏耐力の変動によって等価減衰定数のばらつきを表現している。これらの変動要因については、特に断りのない限り正規分布を仮定し、さらにそれぞれの変動要



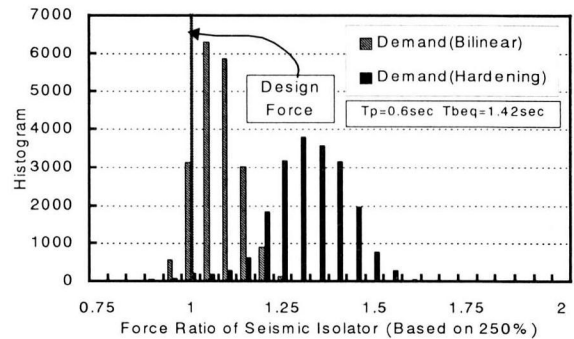
(1-a) 免震支承の応答ひずみ



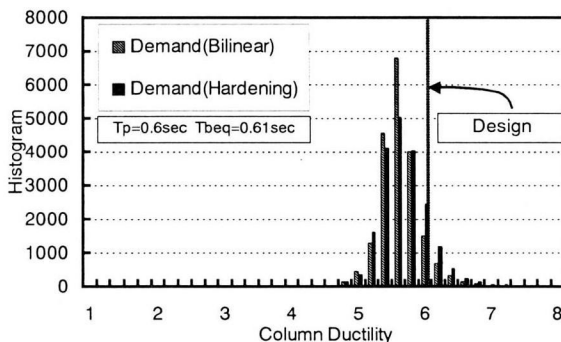
(2-a) 免震支承の応答ひずみ



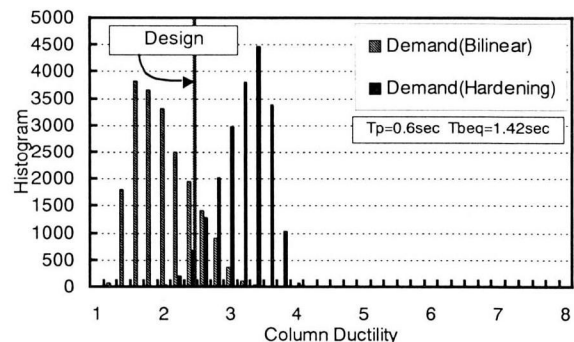
(1-b) 免震支承の作用力



(2-b) 免震支承の作用力



(1-c) 橋脚の応答塑性率



(2-c) 橋脚の応答塑性率

(1) 橋脚固有周期  $T_p=0.6$  秒、免震支承等価固有周期  $T_{beq}=0.61$  秒 (2) 橋脚固有周期  $T_p=0.6$  秒、免震支承等価固有周期  $T_{beq}=1.42$  秒

図 8 免震支承のハードニングが免震橋梁の地震応答に及ぼす影響 (ヒストグラム) (LRB)

因は独立と仮定した。この仮定のもとでは、免震支承のハードニング勾配とハードニング開始以前の剛性の変化とは、完全に相関があると仮定していることとなる。

橋脚の変形性能については、参考文献 7) で示される矩形橋脚（橋脚高さ 10m）を対象として、材料等のばらつきを考慮することによって、道路橋示方書に示されるじん性率のばらつきを求めた。さらに、じん性率算定法の精度のばらつきも考慮した。最終的に、公称強度等によって求められたじん性率を用いて基準化し、そのばらつきを表現した。このじん性率のばらつきは、断面形状、橋脚高さ、じん性率そのものによっても変化する。しかしながら、ここでは断面形状、橋脚高さ、およびじん性率によるばらつき程度の変化については無視し、基準とした橋脚におけるじん性率のばらつき程度を、全てのケースに適用した。なお、基準とした橋脚の塑性率は 6 程度であった。

免震支承の破断ひずみおよび破断耐力は、実験結果の平均値および標準偏差を有する正規分布として仮定した。なお、破断ひずみと破断耐力は完全相関させた。なお、統計分析に基づき、免震支承の耐力および剛性の変化と、破断特性とは相関性は無いものとした。

解析はモンテカルロシミュレーション法を用いた。試行回数は 20,000 回とした。

## 4. 2 解析結果

図-8に、LRBを用いた免震橋梁を対象として、ハードニング特性が免震支承の応答ひずみ、作用力、および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響をヒストグラムの形で示している。ハードニングを考慮しないバイリニアモデルでは、免震支承の応答ひずみは設計ひずみである 250% を越えた応答を示し、またばらつきも大きい。これは、橋脚の過強度特性によって支承が過度に応答しているものである。またそれに応じて支承の作用力も増加している。これに対して、橋脚の応答塑性率に着目した場合は、ばらつきを考慮した場合のバイリニアモデルでの結果は、橋脚の応答塑性率は設計で考慮していた値よりも小さくなることわかる。これも、過強度特性によるものである。

一方、ハードニングを考慮した場合は、免震支承の応答ひずみ

は設計値に近づく方向にシフトし、免震支承の作用力は増加する方向にある。概ね免震支承の応答ひずみは設計で想定したひずみ 250% を中心としてばらつく。作用力については、概ね設計で想定する作用力の 1.25~1.50 倍程度が作用することがわかる。橋脚の応答塑性率についても支承からの反作用力が増加するため塑性率が増加する傾向にある。

図-9では、支承のハードニング特性を考慮した免震橋梁の地震応答に対する免震支承の等価固有周期に対する依存性の影響を、平均値および標準偏差の形で示したものである。図-9および図-4は基本的に同じ影響に着目しているが、図-9では、材料強度等のばらつきによって生じる橋脚や免震支承の剛性や耐力のばらつきによる応答特性の変化が算定されている点で、図-4との相違点となっている。免震支承の応答ひずみに着目して図-4と図-9を比較してみると、免震支承の復元力特性にバイリニアモデルを用いた場合は橋脚の過強度特性によって平均応答値は概ね 300% 近くとなるが、実際の挙動に近いハードニングモデルを用いた場合は、平均応答値は 250% 程度となり、ハードニング効果により免震支承のひずみが抑えられていることがわかる。図-4で、ハードニング特性を考慮した場合はバイリニアモデルの約 0.85~0.95 倍の応答が期待されるとされているが、モンテカルロシミュレーションの平均応答では 250%/300%=0.83 程度であり、免震支承の応答ひずみはさらに小さく抑えられている。一方、免震支承の作用力に着目した場合、図-9ではせん断ひずみ 250% に対応する支承の作用力で基準化した場合、ハードニングモデルでは平均値として 1.3~1.4 倍、 $m+2\sigma$  値を考慮した場合 1.6 倍に達する。図-4と比較して免震支承の作用力の増加が大きくなっている。橋脚の応答塑性率に着目した場合、免震支承の固有周期が短い場合は、バイリニアモデルの場合 90% 程度にまで平均応答塑性率が低減され、ハードニング効果を考慮した場合、若干ながら平均応答塑性率が増加するもののその幅は比較的小さい。一方、免震支承の固有周期が長い場合両者の傾向が顕著となり、バイリニアの場合は設計で考慮する応答塑性率の 80% 程度まで平均応答塑性率が低減されるが、ハードニングを考慮した場合 120% まで増加する。このように、橋脚の応答塑性率は、免震支承の等価固有周期に非常に敏感に変化する。

図-10に免震支承の復元力特性の違いが及ぼす免震橋梁の地震応答特性への影響について示す。免震支承の応答ひずみに着

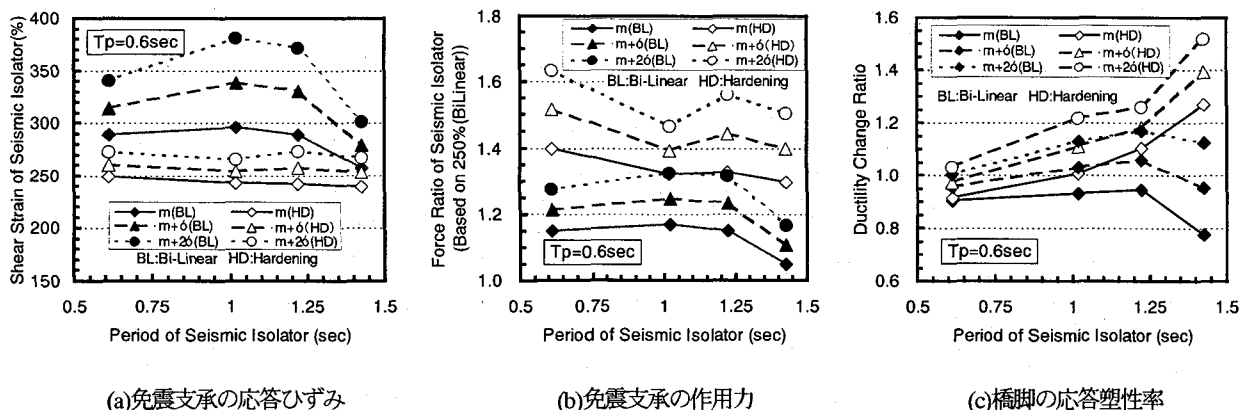
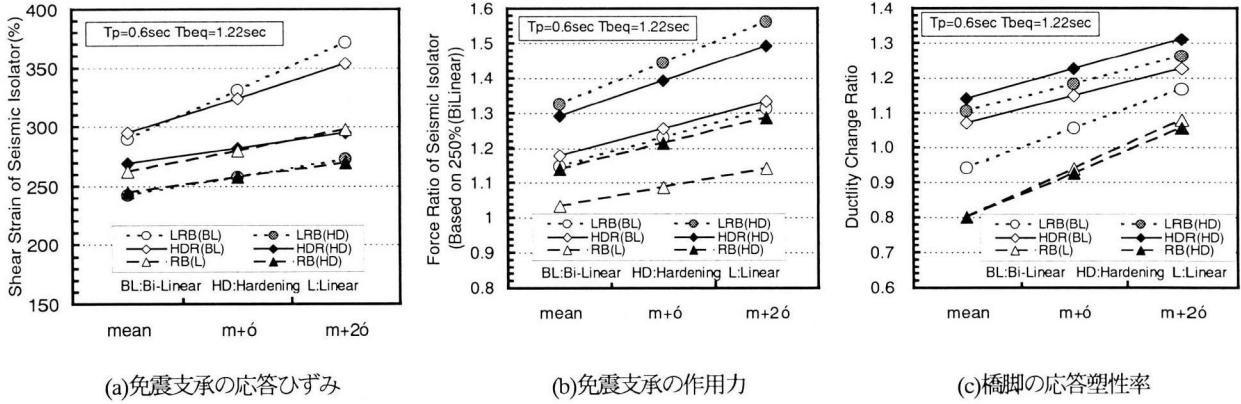


図-9 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性が免震支承および橋脚の地震応答に及ぼす影響解析 (LRB)





(a)免震支承の応答ひずみ (b)免震支承の作用力 (c)橋脚の応答塑性率  
 図-10 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性の違いが  
 免震支承の地震時挙動および橋脚の応答塑性率に及ぼす影響

目した場合、RB 支承はハードニングの影響が3支承タイプのなかで最も小さい。LRB および HDR は、ハードニングを考慮しないバイリニアモデルでは概ね同程度の応答を示すが、ハードニングを考慮した場合は、HDR が LRB に比較して大きい応答を示す傾向にある。これは、HDR のハードニング特性には曲線状に徐々にハードニングが生じるようなモデル化を行ったためである。免震支承の応答作用力に着目した場合は、RB の作用力の増加が一番小さい。さらに着目すべき点は、LRB および HDR の場合は、ハードニングを考慮した場合はいずれの場合においても橋脚の応答塑性率が増加する傾向にあったが、RB の場合ハードニングによる影響は小さくかつ  $m+2\sigma$  を考慮した場合でようやく設計で想定した橋脚の塑性率に達することがわかる。以上のことから、RB を用いた橋梁においてはハードニングによる影響は小さく、かつ橋脚に過強度特性が生じることによって支承の応答ひずみおよび作用力については若干危険側に作用し、橋脚には安全側に作用することがわかる。一方、LRB および HDR を用いた場合は、支承の応答ひずみおよび作用力および橋脚の応答塑性率の増加が大きく、支承のハードニングの影響は、支承および橋脚の両者に対して危険側に作用することがわかる。

および分散を有する正規分布に置き換えて算定を行った。

$$\beta = \frac{\mu_C - \mu_R}{\sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_R^2}} \quad (1)$$

ここに、 $\beta$  : 安全性指標

$\mu_C, \mu_R$  : 耐力および応答の分布の平均値

$\sigma_C, \sigma_R$  : 耐力および応答の分布の標準偏差

図-11ではLRBに着目して安全性指標 $\beta$ を整理したものである。免震支承の応答ひずみに関してはハードニングを考慮した場合支承の等価固有周期に依存せず概ね2~2.5程度存在することがわかる。一方免震支承の作用力に着目した場合、これも等価固有周期に依存せず概ね1.0程度に散らばっていることがわかる。また、免震支承の応答ひずみおよび作用力に対する安全性指標 $\beta$ は異なった値が算定されている。これは、検討対象そのものが非線形性の強い応答を対象としているためと考えられる。しかしながら、支承のモデル化や破断ひずみおよび破断荷重の分布設定等により違った値が算定されることとなった可能性も否定できない。したがって、実際の応答では両者の中間的な値になるものと考えるのが妥当と思われる。また、作用力については安全性指標 $\beta$ が1.0程度と小さい値が算定された。ハードニング特性を考慮した場合、ひずみが増加する方向もしくは作用力が増加する方向には傾度が急激に減少する分布形状となる。しかしながら、安全性指標で評価した場合は、ひずみが減少する方向もしくは作用力が減少する方向の分布形状に影響されるため、厳しい評価となっていると思われる。また、参考文献3)に取りまとめられたLRBの破断特性については、1990年近くに行われた結果を多く用いて統計量を算出している。ここ10年における技術開発により、支承の破断ひずみ等は向上していると思われる。以上のことから、本検討で得られた結果よりも安全性は高いものと思われる。一方、橋脚の応答塑性率に関しては、道路橋示方書に示される許容塑性率の算定に関する安全率SFを3.0および1.5とした場合について安全性指標 $\beta$ を算定した。ここでは、あくまでも設計において、

#### 4.3 安全性指標 $\beta$ に関する検討

免震支承の破断特性については参考文献3)に詳細に示されている。さらに橋脚の終局変位特性についても参考文献7)に詳細に記述がある。これらの既往の結果に基づき、表-1に示す支承の破断および橋脚の終局変位特性を仮定し、ハードニングを考慮した場合の免震橋梁における免震支承および橋脚の耐震信頼性を評価した。評価パラメータとしては破壊確率等の指標も考えられるが、一般的によく用いられる安全性指標 $\beta$ を算定した。また、今回は入力地震動として特定の1波形を用いて算定を行っている。したがって、算定される安全性指標は用いた地震波形を用いた場合という条件付安全性指標 $\beta$ の算定したことになり、一般的に用いられるそれとは異なっていることに注意する必要がある。なお、安全性指標 $\beta$ の算定にあたっては、式(1)に示すように免震支承の応答ひずみおよび橋脚の応答塑性率、さらには免震支承の破断特性および橋脚のじん性率のばらつきを、全て同じ平均値お

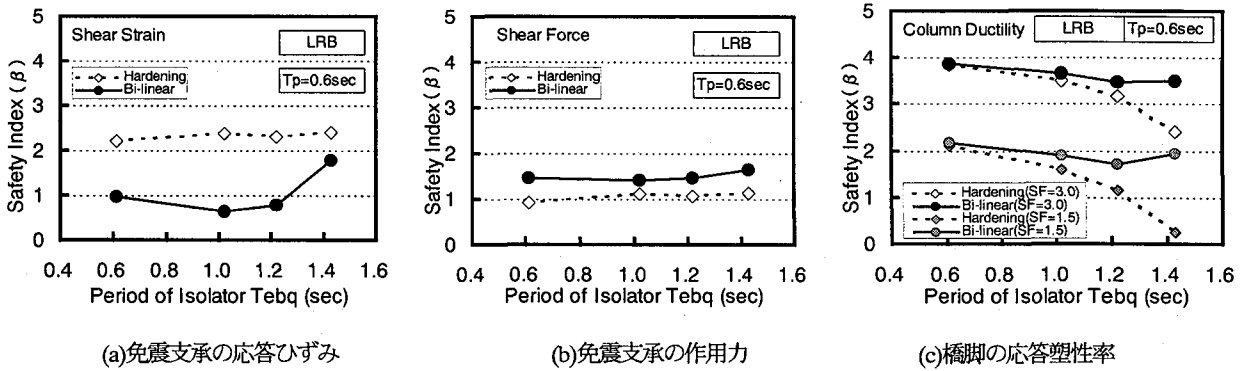


図-11 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性が免震支承および橋脚の安全性指標 $\beta$ に及ぼす影響 (LRB)

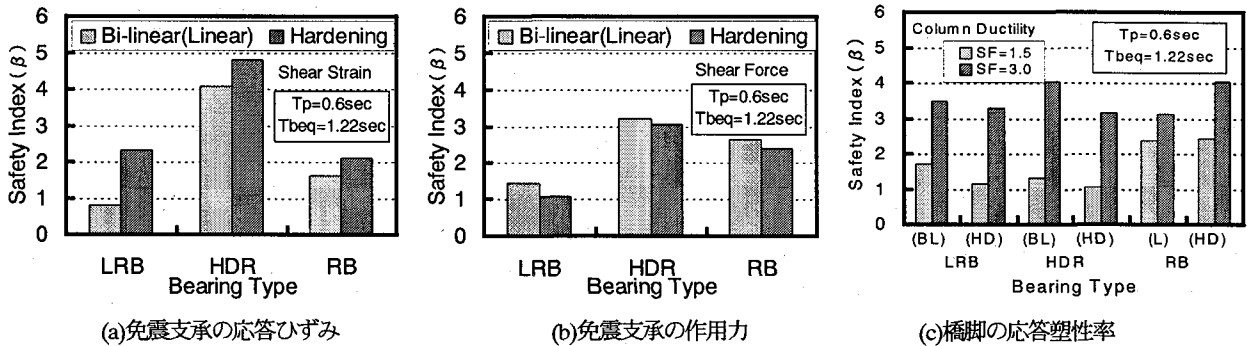


図-12 モンテカルロシミュレーション法による免震支承のハードニング特性の違いが免震支承および橋脚の安全性指標 $\beta$ に及ぼす影響

ここで設定する許容塑性率を算定するにあたって用いる安全率に対応する橋脚が建設可能であるということを前提として以下の議論を進めている。すなわち、本計算の場合橋脚の降伏耐力は固定としているため、帯鉄筋等がじん性が確保されるよう配筋されていることを前提として計算を行っていることとなる。安全率  $SF$  が 3.0 とは塑性範囲の約 33%しか応答に対して許容しないこととなり、安全率  $SF$  が 1.5 とは塑性範囲の約 66%まで応答を許容することとなる。なお、現行の道路橋示方書では免震橋梁の橋脚の許容塑性率の算定における安全率  $SF$  を 3.0 とするよう規定がなされている。図-11(c)に着目した場合、安全率  $SF$  が 1.5 かつハードニングを考慮した場合は、支承の等価固有周期が大きくなるにつれて、すなわち免震橋梁として固有周期による作用力の低減効果を狙った橋梁になるに従い、安全性指標  $\beta$  が低下し、今回計算した範囲では安全性指標  $\beta$  が 1.0 を下回るケースがあった。これは、前述したように、地震時の応答低減に期待する支承のエネルギー吸収効果が大きいほど、支承のばらつきによる変動が橋脚の応答塑性率に及ぼす影響が大きくなるためと考えられる。参考文献<sup>7)</sup>では、じん性設計を行った単柱橋脚の大規模地震における条件付安全性指標は  $\beta=2.0$  程度と算定されており、それと比較した場合橋脚の許容塑性率の算定における安全率  $SF$  が 1.5 程度では、同等の安全性が確保できないということがわかる。現行の道路橋示方書では安全率  $SF$  を 3.0 としているが、この場合免震支承による系の長周期化を図った橋梁であっても安全性指標  $\beta$  は 2.0 程度以上確保できていることがわかる。免震橋梁における許容塑性率の算定における安全率  $SF$  が 3.0 は、免震橋梁では橋

脚に塑性化をあまり期待した設計を行わないように定められている係数であるが、今回の検討の結果、橋脚の限界状態に対する安全性から考察することによっても、この程度の安全率の確保が必要であることが明らかになった。

さらに、図-12では支承の復元力特性の違いによる安全性指標  $\beta$  への影響について整理したものである。LRB と HDR の応答ひずみおよび作用力については、図-10より明らかのように、概ね同じような傾向にある。しかしながら、表-1に示したように、HDR の破断ひずみおよび破断耐力は LRB と比較して非常に大きい。すなわち、HDR は破壊現象に対して安全性の高い支承である。このため、LRB および HDR の安全性指標  $\beta$  を比較した場合、HDR はより大きな値を有していることがわかる。ハードニングを考慮した場合、HDR の場合支承ひずみに対して 5.0 程度、作用力に対して 3.0 程度の安全性指標  $\beta$  が確保されているが、LRB の場合は、それぞれ 2.3 および 1.1 程度であり、LRB は HDR と比較した場合、破断に対する安全性が小さいことがわかる。橋脚の安全性指標に関しては両者の差異は小さい。一方、RB については、ひずみおよび作用力との破断に対する安全性指標  $\beta$  は 2.0 程度であるが、橋脚に着目した場合、許容塑性率に用いる安全率  $SF$  が 1.5 であっても安全性指標  $\beta$  が 2.0 以上確保されている。現行の道路橋示方書では RB を用いた場合の橋脚の許容塑性率の算定における安全率  $SF$  の設定については具体的な指標が示されおらず、実務的には一般的な橋脚において使用される 1.5 が用いられている。すなわち、LRB および HDR を用いた橋梁とは異なった値を用いている。LRB、HDR および RB の、ハードニングに

よる橋脚への応答塑性率の増加特性が全く異なっていることから、LRB および HDR と RB とでは橋脚に用いる許容塑性率算定に用いる安全率  $SF$  に異なった値を用いることは、妥当であることがわかる。

いずれにせよ、免震支承の固有周期特性によって解が変化するため、さらなる検討が必要である。

## 5. おわりに

免震橋梁の地震応答に及ぼす、免震支承のハードニング効果および耐力や剛性の変動特性の影響について検討するため、LRB、HDR および RB を対象としてモンテカルロシミュレーション手法によって検討を行った。さらに既往の免震支承の破断特性、橋脚の終局状態に対する検討結果を用いることによって、安全性指標  $\beta$  を算定した。以下に本検討によって得られた主要な結論を示す。

- ① 免震支承のハードニング特性はハードニングを考慮しない場合と比較して、免震支承の応答ひずみについては減少させる方向に作用し、免震支承の作用力については増加させる方向に作用する。また、橋脚の応答塑性率については、支承からの反作用力のため増加する方向に作用する。
- ② ハードニング特性による橋脚の応答塑性率の増大については、免震支承の等価周期依存性が強い。免震支承の等価固有周期が増大するにつれて、橋脚の応答塑性率の増大率が大きくなる。これは、免震支承の等価固有周期が長くなるにつれて支承で吸収されるエネルギー量が大きくなり、ハードニングによる履歴吸収エネルギー量の変化が自ずと大きくなるため、橋脚の応答塑性率への影響が大きくなるものと考えられる。
- ③ 免震支承および橋脚の耐力および剛性のばらつきを考慮した場合、免震支承の応答ひずみに関しては橋脚の過強度特性の影響とハードニングによる影響が相殺され、平均応答ひずみは概ね設計値どおりとなる。しかしながら、免震支承の作用力についてはばらつきを考慮することによりさらに大きな作用力が作用する。橋脚の応答塑性率については、免震支承の等価固有周期が大きくなるにつれ、設計より大きな応答塑性率となる傾向にある。橋脚の応答塑性率の変化は、免震支承の等価固有周期の変化に対して敏感である。
- ④ ハードニングおよびばらつきの影響を考慮した場合、LRB および HDR については、免震支承および橋脚に及ぼす影響はほぼ同じである。RB については、LRB および HDR と比較して、支承の応答ひずみおよび作用力の増加に及ぼす影響は小さい。また、ハードニング後の履歴減衰の増加により橋脚の応答塑性率は設計で想定するよりも小さくなる。
- ⑤ ハードニングおよびばらつきの影響を考慮した場合、橋脚降伏固有周期 0.6 秒、免震支承の等価固有周期 1.22 秒の組合せ

を有する免震橋梁において、安全性指標  $\beta$  は、LRB ではひずみに対して 2.0 程度以上、作用力に対して 1.0 程度、HDR は破断ひずみが大きいことからひずみに対して 5.0 程度以上作用力に対して 3.0 程度以上存在する。RB についてはひずみに対して 2.5 程度、作用力に対して 2.0 程度存在する。実際の破断に対する安全性は、本検討結果の中間的な値になると考えられる。

- ⑥ ハードニングおよびばらつきの影響を考慮した場合、橋脚に関しては、同じ許容塑性率算定に用いる安全率が同じであるならば、LRB および HDR の安全性指標の値は、RB よりも劣る。LRB および HDR については、道路橋示方書に示されるように安全率を 3.0 とした場合の安全性指標  $\beta$  は 3.0 程度、RB については安全率を 1.5 とした場合の安全性指標は 2.4 程度であった。

以上については、地震波による影響を無視し、実務設計で用いられる地震波に対する傾向を把握したものである。したがって、地震波のばらつきを含めた安全性指標の算定を行っていく必要があると考えている。

## 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、1996.12
- 2) 足立幸郎ら：「振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震応答特性に関する研究」、構造工学論文集 Vol.45A、1999.3
- 3) 足立幸郎ら：「免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響」、第4回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、2000.12 (投稿中)
- 4) 平田和太ら：「免震構造物の地震時損傷確率評価」、日本建築学会論文報告集、第452号、1993.10
- 5) 井上豊ら：「積層ゴム支承のハードニングを考慮した免震構造物の地震応答特性(その1)解析モデルと基本応答性状」、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、1995.8
- 6) 井上豊ら：「積層ゴム支承のハードニングを考慮した免震構造物の地震応答特性(その2)地震動入力、免震支承及び上部構造との相互関係に関する検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、1995.8
- 7) 足立幸郎ら：「じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価」、構造工学論文集 Vol.46A、2000.3
- 8) LRB 技術研究会：「鉛プラグ入り積層ゴム新特性式」、1996.6
- 9) 日本建築学会：免震構造設計指針、1993
- 10) 矢花修一ら：「積層ゴム免震ゴム支承の線形限界に関する検討(その1 線形限界の低ごと試験方法)」、日本建築学会大会講演梗概集(近畿)、1996.9
- 11) 安井健治ら：「積層ゴム免震ゴム支承の線形限界に関する検討(その2 試験結果)」、日本建築学会大会講演梗概集(近畿)、1996.9
- 12) 首都高速道路公団：ゴム支承の変形特性に関する実験研究報

告書、1992.2

13)TDAPⅢリファレンスマニュアル、1999.4

14)柴田耕一ら：「免震用積層ゴムの震動特性に関する研究 履

歴復元力特性のモデル化と非線形特性」、日本建築学会構造系論文集、第475号、1995.9

(2000年9月14日受付)