

免震支承のハードニング特性と構造特性の不確定性が免震斜張橋の耐震信頼性に及ぼす影響

古川愛子¹·児玉 学²·大塚久哲³

 ¹九州大学大学院助教 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395 福岡市西区元岡744) E-mail: furukawa@doc.kyushu-u.ac.jp
 ²九州大学大学院修士課程 工学府建設システム工学専攻(〒819-0395 福岡市西区元岡744) E-mail:kodama@doc.kyushu-u.ac.jp
 ³九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395 福岡市西区元岡744) E-mail: otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

本研究では、免震支承のハードニング特性のモデル化の有無と構造特性の不確定性が斜張橋の耐震信頼性 に与える影響について検討を行った.ハードニング特性を考慮しない解析モデルは考慮する解析モデルに比 べて橋脚の応答を危険側にも安全側にも評価し得る恐れのあること,主塔の応答を安全側に評価することが わかった.構造特性の不確定性を考慮に入れた場合,橋脚の最大変形は構造特性の不確定性の影響の方が大 きいため,ハードニング特性のモデル化の影響が小さいこと,主塔の最大変形と橋脚・主塔のエネルギー吸 収量に関しては,地震動レベルが大きくハードニングの程度が大きい場合はハードニング特性のモデル化の 影響が強く表れることが分かった.

Key Words : hardening effect, isolation support, uncertain structural properties, seismic reliability

1.はじめに

欧米の先進国では,国際標準である ISO2394 に 準拠した信頼性設計が行われつつあり,我が国に おいても早急に国際標準との整合を図り信頼性設 計を導入する機運がある.

免震橋梁の設計に関しては,アメリカを中心と して,経年特性や温度による免震支承の剛性の変 化を設計に取り入れる方法が開発されている¹⁾. しかし,あくまでも確定論的な扱いがなされてお り,ばらつきを考慮した設計法,もしくはそれに 基づく限界状態設計法の確立には至っていない¹⁾.

また,ゴム材料を用いた免震ゴム支承は,大変 形領域になるとせん断剛性が急激に大きくなる ハードニング現象を生じる.ハードニング現象が 生じると,免震ゴム支承のメリットである長周期 化と減衰性向上が損なわれるとの判断から,これ が顕著とならない領域で免震設計を行うことが基 本とされている²⁾.しかし,構造特性等のばらつき を考慮した場合,免震支承の応答にはばらつきが 生じ,ハードニングの領域に入ることが予想され, これを考慮する必要がある.

免震構造物の耐震信頼性評価を行った既往の研 究は建築分野に多い^{3),4)}.道路橋を対象とした研究 としては,自由度の少ない橋脚単体モデルを扱った事例⁵⁾⁶⁾⁷⁾がほとんどであり,橋梁全体系を対象として信頼性評価を行った例は少ない.

また,免震ゴム支承のハードニング特性を考慮 に入れた研究としては,足立¹⁾が免震橋梁構造の 地震時信頼性評価を行っているが,2質点系による ものであり,ハードニング特性が橋梁全体系の応 答に及ぼす影響は検討していない.林川ら⁸⁾は ハードニング特性を考慮した橋梁全体系の3次元 非線形地震応答解析を行っているが,信頼性評価 に着目した研究ではない.

以上の背景を鑑み,本研究では,長大免震斜張橋 を対象とし,免震ゴム支承のハードニング特性が 構造物の耐震信頼性評価に及ぼす影響について検 討を行った.まず,免震ゴム支承のハードニング特 性のモデル化の有無が主要部材の損傷度指標に与 える影響を,構造特性の変動を考慮しない確定論 的解析によって検討した.次に,各部材の構造特性 を個別に変動させた感度解析を行い,各構造特性 の変動が主要部材の損傷度指標に与える影響につ いて検討した.最後に,免震ゴム支承のハードニン グ特性のモデル化の有無が,主要部材の損傷度指 標に与える影響について,構造特性の変動を考慮 に入れた信頼性解析により検討を行った.なお,構



造物の耐震信頼性に影響を与えるのは構造特性の 不確定性のみではなく入力地震動の不確定性によ るものが大きいことは論を待たない.しかし一般 の設計では設計地震動を確定値として扱うことが 多いため,構造特性の不確定性が設計地震動を用 いた地震応答解析結果に与える影響に着目した.

2.解析概要

(1) 解析モデル

解析の対象とした斜張橋の全体一般図を図 -1 に 示す.このモデルは常時荷重(死荷重+活荷重)によ る構造解析とその結果を用いた断面計算により,道 路橋示方書²⁾に基づき試設計した複合斜張橋であ り,主塔・橋脚はRC製,桁は鋼2箱桁とした.支承 条件は全支点を免震ゴム支承とした.隣接する橋梁 は鋼床版箱桁を想定し,1 径間死荷重の半分 (4000kN)の質量を考慮した.

要素の特性としては, 主桁・横梁は線形梁要素, ケーブルは線形弦要素, RC 主塔とRC 橋脚は非線形 梁要素としてモデル化を行った.RC 部材の材料非 線形特性は骨格曲線としてトリリニア型, 復元力特 性として武田モデルを用いた.基礎と地盤の結合条 件は,線形パネ要素(SR モデル)として扱った.

免震支承の復元力特性は,ハードニング特性を考慮しないバイリニアモデルを用いて設計を行った.次章以降のハードニング特性を考慮に入れた解析では,図-2に示すようなトリリニア型とし,文献¹⁾を参考にハードニング開始ひずみを200%,3次剛性と等価剛性の比を2.59:1とした.



(2) 解析手法

(P4)

解析手法は直接積分法のNewmark 法(=0.25) を用いた.積分間隔は t=0.005秒とした.減衰は レーリー減衰とし,固有値解析により得られた有効 質量比の卓越する主要なモードを用いた.レーリー 減衰で用いるモード減衰定数をひずみエネルギー比 例型減衰で計算する際に用いた各部材の減衰定数は 道路橋示方書²⁾を参考に,主桁を2.5%,ケーブルを 2.5%,主塔・橋脚を2%,地盤ばねを10%と決定した. 検討は橋軸方向を対象とした.

入力地震動は道路橋示方書²⁾に示された設計地震 動である 種地盤に対する加速度応答スペクトルの 適合波形(TYPE - -1)を用いた.図-3に入力 地震動の加速度時刻歴波形を示す.最大値は 6.86m/sec²である.

(3) 損傷度指標

RC部材の中では,P1橋脚,P2橋脚,P2主塔に着 目し,特に損傷度指標が大きいP1橋脚基部,P2橋 脚基部,P2主塔中央の応答に着目した.免震ゴム支 承ではP1支承,P2支承の応答に着目した.構造物 の各部材の損傷状態を照査する指標として,以下に 述べる2つの指標を採用した.

a) 最大変形に着目した損傷度指標

最大変形に着目した損傷度指標として,RC部材 である橋脚と主塔に関しては,応答曲率の最大値を 降伏曲率で除した応答塑性率を終局塑性率(終局曲 率/降伏曲率)で割った応答塑性率比を用いた.

免震ゴム支承に関しては最大せん断ひずみを用い た.

表 - 1 に,橋脚および主塔において各耐震性能を 確保するための応答塑性率比の許容値と終局塑性率 を示す.ここに,耐震性能 とは地震によって橋と しての健全性を損なわない性能,耐震性能 とは地 震による損傷が限定的なものに留まり,橋としての 機能の回復が速やかに行い得る性能,耐震性能 と は地震による損傷が橋として致命的とならない性能 を表す.各耐震性能を確保するための応答塑性率比 の許容値は各許容塑性率を終局塑性率で除した値を 用いた.耐震性能 の各許容塑性率は1.0,耐震性 能 ,の許容塑性率は道路橋示方書²⁾に従い安全

表-1 各耐震性能を確保するための 応答塑性率比の許容値と終局塑性率

表-2 確定論的解析結果

/	耐震性能	耐震性能	耐震性能	終局塑性率
P1橋脚	0.045	0.363	0.443	22.3
P2橋脚	0.047	0.365	0.444	21.2
P2主塔	0.073	0.382	0.459	13.6

	P1橋脚基部	P2橋脚基部	P2主塔中央	P1支承	P2支承
応答塑性率比 および せん断ひずみ	0.164	0.061	0.212	2.39	2.382
エネルギー靭性率	0.155	0.043	0.159	0.826	0.884







P2主塔中央

·★--P1支承 --*--P2支承

P2橋脚基部

率3.0,2.4を用いて算出した.

- P1橋脚基部

(b)累積吸収エネルギーに着目した損傷度指標

累積吸収エネルギーに着目した損傷度指標とし て,井林ら⁹⁾によって提案された履歴エネルギーを 許容エネルギー量で除したエネルギー靭性率を用い た.構造物の許容エネルギー量としては,繰返し載 荷によって大きく性状が変化する RC 部材の場合は 特に部材の終局までを考慮する必要があることか ら,井林らはスケルトンカーブの降伏点および終局 点で囲まれる面積を用いることを提案しており,本 研究もそれを用いた.

免震ゴム支承については,許容せん断ひずみを 250%として許容エネルギーを算定した.

(4) 損傷度指標の設計値

試設計された解析モデルを用いた解析(確定論的 解析)結果を表-2に示す.表-1,2の値より,P1橋 脚基部,P2橋脚基部,P2主塔中央はいずれも塑性 領域の耐震性能 であるが,P2橋脚基部の塑性化 の程度は非常に小さく,余裕のある状態である.



P1 支承とP2 支承の最大せん断ひずみは,いずれ も許容値の250%以内に収まっている.

(5) 信頼性解析

免震斜張橋を構成する各部材の材料特性の変動が 応答値に与える影響はモンテカルロシミュレーショ ンにより検討した.試設計されたモデルを構造特性 の平均値とし,モンテカルロシミュレーションのサ ンプル数は1000個とした.本来,変動係数とサン プル数は独立であり,サンプル数により変動係数の 信頼区間は変化するものであるが,解析時間の制約 から,サンプル数を1000個と決定したものであり, 以降に示す平均値,変動係数は,1000個のデータを 標本とした場合の平均値,変動係数となる.

3.ハードニング特性のモデル化の有無が 確定論的解析結果に及ぼす影響

(1) 解析概要

構造特性の変動を考慮しない確定論的解析を行 い,ハードニング特性のモデル化の有無が各主要部 材の損傷度指標にどのような影響を及ぼすかを検討 する.ハードニングの程度が応答に与える影響を見 るため,設計地震動の最大加速度を1m/sec²から 12m/sec²まで1m/sec²刻みで振幅調整し解析を行っ た.

(2) 解析結果

図-4,5にハードニング特性を考慮しない場合(バ



イリニアモデル) と考慮する場合(トリリニアモデル)の6,9,12m/sec² に対する P1 橋脚と P2 主塔の各 損傷度指標の分布を示す.P2 橋脚は P1 橋脚と同様 の傾向を示したので省略した.

図-4,5より,橋脚の応答に及ぼすハードニング の影響は小さいこと,主塔ではハードニングを考慮 することで応答が小さくなること,最大加速度に よってハードニングの影響が異なることが分かる.

橋脚では,損傷度の大きい基部において両モデル の差が最大となる.橋脚天端など支承に近い部分は 損傷度レベルが低いため,モデルの差は小さい.主 塔では,損傷度の大きい主塔中央と支承に隣接して いる主塔基部において両モデルの差が大きい.

ハードニング特性の考慮の有無が確定論的解析結 果に及ぼす影響をより詳細に見るため,バイリニア モデルでの解析結果を,トリリニアモデルでの解析 結果で除した比を図 -6 に示す.2(3)で述べた主要 部材について示している.

a)P1・P2 支承

図 - 6 より, ハードニング特性を考慮に入れたト リリニアモデルを用いた解析結果を真値とした場 合, ハードニングを考慮しないバイリニアモデルを 用いた解析は,支承のせん断ひずみを過大評価し, エネルギー靭性率を過小評価する.これは, ハード ニングを考慮したモデルでは剛性の増加により支承



の変位が抑えられ,同時に支承の履歴吸収エネル ギーが増加するためと考えられる.最大加速度の増 加とともに両モデルの差が大きくなる. b)P1・P2橋脚基部

図 - 6 より,P1 橋脚の応答塑性率比はモデル化の 韋いの影響をほとんど受けないが、エネルギー靭性

違いの影響をほとんど受けないが,エネルギー靭性 率は最大加速度の増加に伴いバイリニアモデルの方 が大きくなっている.

P2橋脚の応答塑性率比は7m/sec²ではバイリニア モデルでの解析は過少評価となるが, 8m/sec²以降 はP1橋脚と同様にモデル化の違いの影響はほとん どない.P2橋脚のエネルギー靭性率は7,8m/ sec² ではバイリニアモデルの解析は過少評価となるが, 9m/sec²以降では逆にバイリニアモデルの方が過大 評価となる.以上のように,橋脚毎,PGA毎に異な る傾向を示した.

これはハードニングが橋脚に対して相反する2つの影響を及ぼすためであると考えられる.1つ目は

)支承の剛性増加による橋脚に伝わる慣性力の増 大,2つ目は)支承のエネルギー吸収量の増加に よる他部材の吸収エネルギーの減少である.そのた め,ハードニングを無視した設計は,橋脚の損傷度 指標を過少にも過大にも評価し得る.

次に, P1 橋脚基部の応答塑性率比がハードニン グの影響をほとんど受けない(図-6(a))理由につい

て考察する.ハードニングの程度がある程度大きく なる 8m/sec² における P1 橋脚の曲率と P1 支承の反 力の応答波形を図 -7 に示す.図-7より,P1橋脚基部 の応答曲率が最大となるのは両モデルともに約5.9秒 後である.一方,P1支承にハードニングが生じて両モ デルに差が生じ始めるのは約6.5秒後である.このよ うに、ハードニングが生じる前に橋脚の応答曲率が最 大となっているのが見て取れる これは 橋脚と支承の 振動モードが異なるためであると考えられる .ハード ニングが生じた後、橋脚の応答にはモデル化による差 が見られるものの応答が小さい範囲での影響となり, 最大変形のみを取り出す応答塑性率比の値には影響を 及ぼさない このことから 前述の支承が橋脚に与える 影響のうち)支承の剛性増加による橋脚に伝わる慣 性力の増大」の影響がほとんど表れていないことが分か る.エネルギー靭性率は全継続時間にわたる吸収エネ ルギーの累積をとるので,ハードニングが生じた後の モデル化の違いが現れている(図 -6(b)). 前述のハー ドニングが橋脚に対して持つ影響のうち残りの)支 承のエネルギー吸収量の増加」による橋脚の吸収エネ ルギーの減少により、トリリニアモデルでのエネル ギー靭性率がバイリニアモデルより小さくなるものと 考えられる.

次に,P2橋脚について応答塑性率比にモデル化 の違いが表れた7m/sec²における同様の図を図-8に 示す.図-8から,橋脚は約7.5秒後に最大曲率を とっており,ハードニングが生じる約6.5秒より後 である.すなわち,ハードニングが生じた後に橋脚 が最大応答をとるのでハードニングのモデル化の有 無による差が応答塑性率比に表れている.ハードニ ングを考慮したトリリニアモデルの方が最大応答が 大きい(図-6(b))理由は、「)支承の剛性増加によ る橋脚に伝わる慣性力の増大」によると考えられ る.エネルギー靭性率に関しても,ハードニングを 考慮したモデルの方が大きい理由は,)より)の 影響が大きい為と考えられる.

図 - 9 に,最大変形に影響がみられなかった 800gal における同様の応答波形を示す.図-9では, ハードニングが生じる前の約6秒後に最大曲率をと る.ハードニングが生じた後の約7.5秒後におい て,モデル化の有無による応答曲率の差は7m/sec² のとき(図-8)より顕著となっているが,ハードニ ングが生じる以前に応答曲率が最大となるため,最 大変形に着目した応答塑性率比には影響を及ぼさない.

図-7,8,9から分かることをまとめると,橋脚と 支承の振動モードは異なり,それぞれが最大値をと る時間にずれが生じる.ハードニングが生じる前に 橋脚で最大曲率が生じる場合は,応答塑性率比にモ デル化の有無による差は生じず,)支承の剛性増 加による橋脚の慣性力の増大の影響が小さく,)支承 のエネルギー吸収量の増大によりトリリニアモデルで のエネルギー靭性率が小さくなる.一方.ハードニング が生じた後に最大曲率をとる場合は,応答塑性率比に もモデル化の有無による差が生じ,))の双方の影 響によりエネルギー靭性率が決定されるということで ある.

ただし,ここで述べていることは、一つの地震波 についていえることで、位相差の異なる地震波では 異なった結果となると考えられる.支承にハードニ ングが生じた後にも振幅の大きい成分を多数持つ地 震動の場合,ハードニングのモデル化の有無の影響 がより大きく表れると予想される.

c)P2 主塔中央

P2 主塔中央は,最大加速度の増加に伴い,バイリ ニアモデルの方が両損傷度指標ともに大きく過大評 価を与えている.橋脚と同様,図-10 に8m/sec² に おける P2 主塔の曲率と支承の復元力の応答波形を 示す.図-10より,主塔の応答が最大値を迎える前 に支承部でハードニングが生じ,その後,主塔の応 答が最大値を迎えるところで,ハードニングの影響 を見て取ることができる.ハードニングにより,支 承の変位が低減すると同時に,剛性の増大によるエ ネルギー吸収量の増大により,主塔中央の応答が小 さくなったと考えられる.

各部材の構造特性の変動が橋梁全体系の 耐震性に与える影響

(1) 解析概要

5 章に先立ち,各構造特性を個別に変動させたモンテカルロシミュレーションにより,各構造特性の変動が主要部材の損傷度指標に与える影響について,敏感度解析を行い検討した.

変動させた構造特性は,P1橋脚,P2橋脚,P2主 塔,P1支承,P2支承の剛性と降伏耐力,主桁とケー ブルの剛性である.変動係数(標準偏差を平均値で 除したもの)は,一律に10%とした.比較のため, 全てを同時に変動係数10%で変動させた解析も実施 した.入力地震動は図-3に示した設計地震動であ り,振幅調整は行っていない.

(2) 解析結果

図 - 11,12 に,凡例に示す各構造特性を変動させたときの,各着目部材の損傷度指標の変動係数と平均値をそれぞれ示す.平均値は設計値で除することにより基準化した.棒グラフは,左の棒から凡例の~ に対応する.

ここでは,免震ゴム支承の復元力特性をバイリニ アでモデル化したときの結果のみ示すが,ハードニ ングを考慮したトリリニアモデルであっても同様の傾



向を示した.

a)P1橋脚基部

P1橋脚基部では,両損傷度指標ともに同様の傾向が見られた.変動係数に与える影響は,大きい順からP1橋脚の剛性,降伏耐力,P1支承の剛性,降伏耐力である(図-11).端に位置するP1橋脚は,P1橋脚自身と隣接するP1支承のばらつきの影響を受ける.隣接部材が少ないため,構造全体のばらつきの影響が小さく,相対的に支承の影響が表れるものと思われる.ただし,P1橋脚の影響の方が大きいので,全体の変動を考慮に入れるとP1支承の影響は小さくなる.

平均値に影響を与えるのは, P1 橋脚の剛性であ リ, P1 支承の影響はほとんどない(図-12). b)P2 橋脚基部

P2 橋脚基部の応答塑性率比の変動係数に対する 影響は,大きい順からP2 橋脚の降伏耐力・剛性, ケーブルの剛性,主桁の剛性,P2 主塔の降伏耐力で ある(図-11(a)).P1 橋脚と違い,P2 支承の影響は 非常に小さい.一方,エネルギー靭性率では,P2 主 塔の剛性とP2 支承の影響も大きくなっている(図-11 (b)).

2(4)で述べた通り,P2橋脚基部のように設計値 が弾性限界に近い部材の場合,P2橋脚自身の構造 をばらつかせると塑性領域に入るサンプルと弾性領 域に収まるサンプルが生じるため,自身の変動の影 響が群を抜いて大きいと考えられる.また,主桁や 主塔などの多くの隣接部材の影響も変動係数を大きく

表-3 不確定要因とその変動係数の値

不確	変動係数(%)	
	剛性	10
	降伏耐力	10
(V)	第1剛性低下率	10
	第2剛性低下率	10
	剛性	10
免震ゴム支承	降伏耐力	14
	剛性低下率	10
主桁	剛性	10
ケーブル	剛性	10
地盤	剛性	60

していると考えられる .そのため ,支承の響がP1橋脚 より小さいものと考えられる .

平均値に対する影響は,大きい順からP2橋脚の 降伏耐力・剛性,ケーブルの剛性であり,両損傷度 指標ともにP2支承の影響は小さい.

c)P2 主塔中央

P2 主塔中央の変動係数に影響を与えるのは,P2 主塔自身の剛性・降伏耐力,P2 橋脚の剛性・降伏耐 力である(図-11).P1 橋脚やP2 橋脚と違い,P2 主 塔自身の構造特性を変動させた場合でも,変動係数 はそれほど大きくない.設計値においてP2 主塔は 塑性化の程度が大きいため,P2 主塔自身の構造特 性をばらつかせても弾性領域に入るサンプルの数が 少なく,他のRC 部材に比べて変動係数が小さいと 考えられる.

平均値はいずれの構造特性を変動させた場合でも 設計値と同程度である(図-12). d)P1 支承・P2 支承



 ⁽c) P2 主塔中央(左:応答塑性率比,右:エネルギー靭性率)
 (d) P1 支承(左:最大せん断ひずみ,右:エネルギー靭性率)
 図 -13 応答塑性率比・せん断ひずみ,エネルギー靭性率の分布

P1,P2支承のせん断ひずみのばらつきは小さく,支承 自身の剛性と降伏耐力を変動させても小さい.一方,エ ネルギー靭性率は、支承自身の剛性と降伏耐力を変動さ せた場合のみ変動を示し、支承の構造特性の変動係数と 同程度の変動係数を示した(図-11).

平均値はいずれの構造特性を変動させた場合でも 設計値と同程度であり,設計値まわりの変動である (図-12).

5.ハードニング特性のモデル化の有無が 信頼性解析結果に与える影響

(1) 解析概要

次に,ハードニング特性の考慮の有無が構造特性 の不確定性を考慮した信頼性解析結果に与える影響 について検討を行う.構造特性の変動を考慮したモ ンテカルロシミュレーションを,3章同様に1m/sec² から12m/sec²までの異なる最大加速度において実 施した.解析で考慮した不確定要因とその変動係数 を表-3に示す.RC部材の変動係数については文献 ^{3),10)}を参考に,免震ゴム支承の復元力特性の変動係 数は文献³⁾を参考に,主桁・ケーブルの変動係数に ついては文献¹⁰⁾を参考に,地盤ばねの変動係数は文 献¹¹⁾により決定した.

(2) 損傷度指標の分布

P1・P2橋脚,P2主塔,P1支承に関して,6m/sec², 8m/sec²,10m/sec²,における応答塑性率比・せん断ひ



ずみ,エネルギー靭性率の分布を図-13に示す.この 図は,構造特性を変動させた1000サンプルのそれぞ れにおいて,バイリニアモデルでの解析結果を横軸 に,トリリニアモデルでの解析結果を縦軸にプロット したものである.勾配1の直線上にあるサンプルはバ イリニアモデルでの解析結果とトリリニアモデルでの 解析結果とが等しいことを意味している. a)P1橋脚基部(図-13(a))

ハードニング特性を考慮した確定論的解析と同様 の傾向が1000 サンプルの解析結果にも反映され, P1 橋脚基部の応答塑性率比にはハードニングの影 響がほとんど表れていない.バイリニアモデルが危 険側に評価しているサンプルはほとんどなく, 8m/sec²においては大きく安全側に評価しているサ ンプルも中には見受けられる.ハードニングによる エネルギー吸収量の増大が橋脚基部の最大応答に現 れたものと考えられる.エネルギー靭性率はほぼ全 てのサンプルでハードニングを考慮したトリリニア モデルの方が小さくなっている.



b)P2橋脚基部(図 -13(b))

P1橋脚とは違い,ハードニングの影響が応答塑 性率比にも表れており,危険側にも安全側にも評価 している.0.30以上の応答塑性率比では,ハードニ ングの考慮の有無による差が小さくなっているのが 見て取れる.エネルギー吸収量に関してみてみる と,6m/sec²では危険側の評価となり,10m/sec²で は安全側の評価となっている.6m/sec²ではハード ニングの影響「)支承の剛性増加による橋脚に伝 わる慣性力の増大」によりトリリニアモデルの方が 累積吸収エネルギーが大きくなり,10m/sec²では ハードニングの影響「)支承での吸収エネルギー 増大」によりトリリニアモデルの方がエネルギー吸 収が小さくなるためと考えられる.

c)P2 主塔(図-13(c))

P2 主塔でも,確定論的解析と同様の傾向が現れ ており,バイリニアモデルによる結果は最大加速度 の増加に伴い大きく過大評価側に分布している.バ イリニアモデルは応答塑性率比,エネルギー靭性率 ともに安全側の評価となる.

d)P1・P2 支承

P2 支承はP1 支承と同様の傾向を示したので,P1 支承の結果のみ図-13(d)に示した.支承では,ハー ドニングを生じる全てのサンプルにおいて最大せん 断ひずみは安全側の評価,エネルギー靭性率は危険 側の評価となり,確定論的解析と同様である.

(3) 損傷度指標の平均値

次に,モンテカルロシミュレーションにより得ら





(a) 応答塑性率比・せん断ひずみ (b) エネルギー靭性率
 図 -18 確定論的解析結果とモンテカルロシミュレーション
 平均値(トリリニア)との比較

れる平均値について,バイリニアモデルでの解析結 果をトリリニアモデルでの解析結果で除した比を 図-14に示す.図-14は,P2橋脚基部を除き確定論 的解析における図-6とほぼ同様の傾向を示してい るといえる.

P2橋脚の応答塑性率比に関しては,構造特性の 変動を考慮に入れると確定論的解析では両モデルの 差がほとんどなかった7m/sec²,9m/sec²においても, 平均値では危険側の評価となっている.一方, 8m/sec²でのP2橋脚基部の応答塑性率の平均値は, 確定論的解析に比べ両モデルの差は小さなものと なった.これは,構造特性の変動の影響に比べ, ハードニングの影響の方が小さく,構造特性の変動 を考慮したモンテカルロシミュレーションではハー ドニングの影響が埋もれてしまうためと考えられる.

P2 橋脚のエネルギー靭性率の平均値については, 確定論的解析ではバイリニアモデルでは危険側の評 価となっていた 7m/sec²,8m/sec²も,平均値で見て みると安全側の評価となっている.

(4) 変動係数

次に,モンテカルロシミュレーションによって得 られる両損傷度指標の変動係数を図-15,16 に示す.

バイリニアモデルでの変動係数もトリリニアモデ ルでの変動係数も,同様の傾向を示している.全体 としては,ハードニング特性のモデル化の有無に よってばらつきの分布というのは大きくは変わらな い.橋脚では,4(3)b)で述べたとおり,弾性限界周 辺にサンプルが分布する最大加速度(P1 橋脚は 5m/sec²,P2橋脚は6m/sec²)のときに変動係数が大きく なった (P2橋脚よりも断面が小さく設計されているP1 橋脚では ,P2橋脚が変動係数のピークを迎える最大加 速度より小さい最大加速度で変動係数が大きくなって いる).支承の変動係数は最大加速度によらず ,RC部材 に比べほぼ一定の変動係数を取っている.

(5) 構造特性の変動とハードニング特性が耐震 信頼性に与える影響の比較

構造特性のハードニング特性を考慮しないバイリ ニアモデルでの確定論的解析結果を,バイリニアモ デルでのモンテカルロシミュレーションによる平均 値で除したものを図 - 17 に,ハードニング特性を考 慮したトリリニアモデルでのモンテカルロシミュ レーションによる平均値で除したものを図 - 18 にそ れぞれ示す.図 - 17 は構造特性の変動を考慮しない ことによる誤差,図 - 18 はハードニング特性と構造 特性の不確定性を考慮しないことによる誤差をそれ ぞれ表している.図 - 17 と図 - 18 を比較することで, ハードニング特性の影響について検討する.

最大変形に関して,P1・P2橋脚に与える影響は, 図-17と図-18の値に差がほとんど見られず,全て の最大加速度において構造特性の不確定性の影響の 方が大きい.一方,P2主塔は7m/sec²以上のハード ニングの程度が大きい領域では構造特性の不確定性 に加えてハードニングの影響も強く表れている. P1・P2支承もPGAが大きい領域では,構造特性の不 確定性よりハードニングの影響の方が強い.エネル ギー吸収量に関してはいずれの部材も構造特性の影 響の方が大きいが,8m/sec²以上の大きい最大加速 度ではハードニングの影響も強く表れている.

5. 結論

本研究では,長大免震斜張橋を対象として,ハー ドニング特性の考慮の有無と構造特性の不確定性 が橋梁全体系の耐震信頼性に与える影響を検証し た.

まず3項では,ハードニング特性を考慮に入れ た確定論的解析を行い,ハードニング特性の考慮 の有無が各主要部材に与える影響を検討した.得 られた知見は以下の通りである.

- 1) ハードニング特性を考慮しない解析は、支承部のせん断ひずみを過大評価しエネルギー靭性率を過小評価する.
- 2) ハードニングを考慮しない解析は主塔の応答を安全 側に評価し 橋脚の応答を危険側にも安全側にも評 価し得る.
- 3) ハードニング特性が生じることで 橋脚に伝わる慣 性力が大きくなるが橋脚と支承の振動モードは異な

る為,慣性力の増大が必ずしも橋脚の応答の増 大にはつながらない.

次に4項で,構造特性の不確定要因を1つずつ変動 させ,各構造特性が全体系の損傷度指標の変動に与え る影響について検討した.また各構造特性を同時にば らつかせた解析結果と比較を行った.得られた知見は 以下の通りである.

- 応答の設計値が弾性限界に近い橋脚の場合, 損傷度指標の変動係数は非常に大きくなる.
 例えば弾性限界に近いP2橋脚基部では,P2橋 脚の剛性を10%ばらつかせた場合,応答塑性 率比の変動係数は33.1%と非常に大きいのに 対して,弾性限界を大きく上回ったP1橋脚基 部では,P1橋脚の剛性を同じく10%ばらつか せても応答塑性率の変動係数は16.4%であっ た.
- 橋脚の損傷度指標の変動係数は、橋脚自身の 変動の影響が最も強い、全体をばらつかせた 場合 橋脚の変動の影響が支配的であるので、 支承の変動の影響は埋もれてしまう。
- 支承の損傷度指標の変動係数は、RC部材に比べて非常に小さい.エネルギー靭性率の変動は、支承自身の構造特性の変動の影響のみ受ける.

最後に5項では,構造特性の変動を考慮に入れた場合にハードニング特性が信頼性解析結果に与える影響について検討した.得られた知見は以下の通りである.

- 橋脚の応答塑性率比に与える影響はハードニン グ特性の考慮の有無より構造特性の不確定性の 方が大きい.
- 主塔の応答塑性率に与える影響は,最大加速度 が大きくなると,ハードニング特性の影響も大 きくなる.
- エネルギー靭性率に関しては 橋脚・主塔ともに 最大加速度が大きくなるとハードニングの影響
 も強く表れている.

本研究で得られた知見は、単一のモデルを対象とし た解析により得られたものである 既往の質点系モデ ルを用いた検討結果より,解析モデルの固有振動数 と、入力地震動の卓越振動数の組み合わせによりハー ドニングの影響が異なることが明らかになっている. 今後の課題として,異なる地震動を用いた解析によ り、入力地震動の違いが与える影響を検討したいと考 えている.

参考文献

1) 足立幸朗: 激振動下における免震橋梁構造の信頼性評価と 限界状態設計法に関する研究,京都大学学位論文,2002. 2)日本道路協会:道路橋示方書耐震設計編 ∨, 2001. 3) 平田和太: 電力施設の耐震信頼性評価に関する研究, 九州 大学学位論文,1995. 4) 平田和太, 大鳥靖樹, 杣木孝裕: 免震構造物の地震時 損傷 62号,2005. 確率評価,日本建築学会論文集,Vol.452,1993. 5) 足立幸朗, 運上茂樹: じん性設計を行った鉄筋コンクート 橋脚の耐震信頼性評価,構造工学論文集, Vol.47A, pp.777-788,2000. 6) 足立幸朗, 運上茂樹: 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脚の地震応答 特性に関する研究,構造工学論文集, Vol.47A, pp.905-Vol.37A,1991. 916,2001.

7)松田泰治,高森麻由美,大塚久哲:免震橋梁における 橋脚 基部の副次的非線形性に関する確率論的考察,構造工学論文 集,Vol.51A,pp.669-676,2005.

8)林川俊郎,阿部健次,ダニエルルイス,カルロスメン デス:免震支承のハードニングを考慮した曲線格子高架橋の3次元非線形地震応答解析,土木学会北海道支部論文報告集第 62号,2005.

9) 井林康,尾坂芳夫,鈴木基行:地震入力エネルギーと損傷 指標を用いたRC橋脚の地震時損傷度評価に関する研究,構 造工学論文集,Vol.46A,pp807-814,2000.3.

10)W.F.CHEN: Handbook of STRUCTURAL ENGEERING, 1997.

11) 岡原美知夫,中谷昌一,松井謙二:杭の鉛直および水平 方向の支持特性に関する研究,構造工学論文集, Vol.37A,1991.

(2007. 4.6 受付)

Seismic Reliability Analysis of Isolated Cable-Stayed Bridge Considering Hardening Effect of Seismic Isolator and Uncertain Structural Properties

Aiko FURUKAWA, Manabu KODAMA and Hisanori OTSUKA

In this paper, influence of the hardening effect as well as uncertain structural properties on the seismic reliability of a cable-stayed bridge was investigated. Seismic isolators modeled by a bi-linear model which neglects the hardening effect estimate piers' performance larger or smaller and tower's performance larger than that by a tri-linear model which considers the hardening effect. Compared to the effect of uncertain structural properties, the hardening effect of the seismic isolator has smaller influence on the piers' maximum deformation, but higher influence on the tower's maximum deformation and cumulative damage of both piers and tower as the degree of the hardening becomes larger due to high level earthquake.