

免震橋梁を対象とした多重非線形系における 性能照査型設計に関する一考察

高森麻有美¹・松田泰治²・大塚久哲³

¹学生会員 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻（〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1）

²正会員 博(工) 熊本大学教授 工学部環境システム工学科（〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1）

³フェロー会員 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門（〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1）

1. はじめに

構造物の設計を行う際には、供用期間における安全性と機能性を十分に確保することが基本条件である。十分な安全性を確保した設計を行うということとは、絶対に損傷しないものを作るということではなく、損傷の危険性を許容される範囲以下とすることである。従来の仕様規定型の設計法では、仕様書に与えられた確定量と安全率を用いることで所定の安全を確保してきた。この設計法では、どの程度の安全性が確保されているのかを厳密に把握することができない。

一方、構造物の強度や耐力は、構造材料の物性値の統計的変動性や製作精度の変動性などの様々な不確定要因を含んでいる。したがって、荷重と構造系に介在する様々な不確定要因を合理的かつ定量的に取り扱える設計法を構築することが急務である。現在は、構造物の満たすべき性能を規定する事より合理的な設計を目指す性能照査型の設計法への移行期にある。最近では、性能照査型設計法の精度の向上を目的とし、構造設計における様々な不確定要因を確率変数として取り扱い、得られた解析結果に基づいて新たな評価方法の具体的な提案を行っている研究が見受けられる。これらは、構造物の地震時挙動のうち、部材の弾性応答のみを扱ったものから非線形域を考慮したものまで多数^{1)~4)}存在する。しかし、大規模地震動を受ける実構造物の非線形挙動までを考慮した研究例は少ない。

免震橋梁は、免震支承の剛性が橋脚に対して小さい特性を生かし、橋梁の長周期化と高減衰化により橋脚の耐震性を向上させる特徴を持つ。ここで、免震支承の復元力特性のばらつきは免震橋梁の動的特性に影響を及ぼすばかりでなく、その地震時信頼性にも影響を及ぼす。また、橋脚基部の塑性化も副次

的ではあるが認められている。よって、免震橋梁の地震時信頼性を確認する場合には、橋脚と免震支承を規定するパラメータのばらつき等を考慮した検討を行う必要があると考えられる。

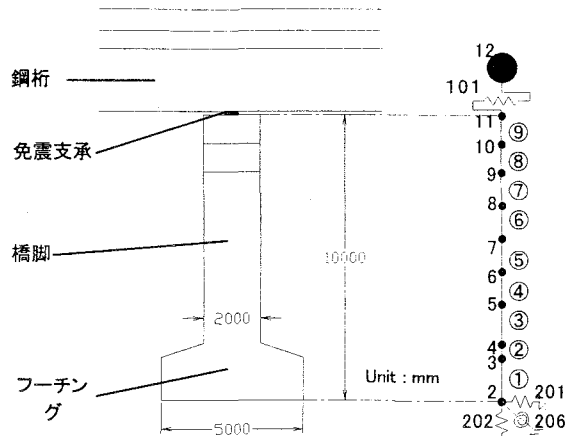
現行の道路橋示方書では、設計強度及び剛性に基づく免震橋梁の安全性について考えており、橋脚や免震支承を規定するパラメータのばらつきによる影響については、安全率の中に包含されていると考えられている。しかしながら、設計法の高度化、合理化のためには、これらの要因によるばらつきの影響を明らかにし、これらに対して考慮すべき安全率等を別途定めることが必要である。免震橋梁の限界状態については、耐震性能2と3において、免震支承の非線形性と橋脚の塑性化を考慮することとなっている。その際、免震支承に主たるエネルギー吸収を分担させ、橋脚は副次的な塑性化にとどまる限界状態とし、橋脚にもエネルギー吸収をある程度分担させることを認め、橋脚全体系として合理的な設計を行っている。

本研究では、免震橋梁の動的特性に影響を及ぼす橋脚及び免震支承を規定するパラメータを変動させたモンテカルロシミュレーションを実施し、免震橋梁における橋脚の非線形挙動と免震支承の非線形挙動に関する分布特性を明らかにした。さらに、免震橋梁を構成する各部位の健全度レベルの定義に基づき、各部位の適切な強度バランスの確率論的検討を試みた。

2. 解析手法の概要

(1) 解析モデルおよびモデル化手法

構造物のモデル化については、確率変数として取り扱うことが難しいので、確定的に取り扱うこととする。平成14年度版道路橋示方書V(耐震設計編)に



節点番号	位置
12	桁(上部構造)
11	橋脚頂部
4	橋脚基部
2	フーチング下端

要素番号	種類
101	免震支承の水平ばね
③	橋脚の2次元非線形梁要素
①~②,④~⑨	フーチング・橋脚の2次元線形梁要素
201	水平方向地盤ばね
202	鉛直方向地盤ばね
206	回転方向地盤ばね

図-1 解析モデル

表-1 免震支承の構造諸元

I 種地盤 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量1937kN, フーチング重量1134kN, 支承数4								
目標設計 変位 (cm)	目標固有 周期(sec)	ゴム総厚 (cm)	正方形ゴム の辺長(cm)	2次形状 係数	ゴム面圧 (Mpa)	第一剛性 (MN/m)	降伏変位 (m)	剛性低 下率
20	1.2	9	62	6.9	5.08	74.7	0.0116	0.210
30	1.7	13	51	3.9	7.51	37.9	0.0154	0.196
40	2.2	17	45	2.6	9.85	23.3	0.0190	0.187

* 第一剛性は支承4個の合計

示される I 種地盤 A 地域の支承条件を固定して断面設定された鉄筋コンクリート製の単柱式免震橋脚(直接基礎)、鋼桁および高減衰積層ゴム支承から構成される構造物を検討対象とした。図-1 にその構造概要を示す。桁は桁の重心で一質点にモデル化し(節点12)、フーチングを含む RC 橋脚は二次元はり要素でモデル化した。橋脚中央部を4分割し(節点6, 7, 8)、橋脚基部の塑性ヒンジの領域を考慮するため橋脚基部をさらに2分割した(節点5)。免震支承はバイリニア型の水平ばねに置き換え、鉛直は剛とした。水平ばねには、先の研究^{5), 6)}で行った免震支承の形状設計の順に従って、I 種地盤用で目標設計変位を20cm, 30cm および40cm として設計した場合の免震支承を用いた。表-1 に設計諸元を示す。橋脚基部の二次元はり要素の非線形性は武田モデルにより考慮した。フーチング下端には地盤ばねを考慮した。地盤ばねは、平成14年度版道路橋示方書 V (耐震設計編)に基づき、水平ばね・鉛直ばねおよび回転ばねでモデル化した。免震支承の水平ばねの減衰定数は0%とし、地盤ばねの減衰定数はすべて20%とした。橋脚部分の二次元はり要素に対する減衰定数は基部の非線形はり要素が2%、その他の線形はり要素は全て5%とした。解析方法は直接積分法による時刻歴応答解析で、用いた数値計算法は Newmark' β method ($\beta = 0.25$) である。時間刻みは0.001秒とした。検討用の入力地震動は平成14年度版道路橋示方書 V (耐震設計編)の標準波より、表-2 に示す2波を用いた。なお、本解

表-2 使用した地震波

地盤種別	加速度波形名	地震波略名
I 種	I-I-1	KAIHOKU BRG.LG
	II-I-1	JMA KOBE OBS.NS

析においては橋脚や免震支承を規定するパラメータのばらつき及び構造物の非線形応答特性のばらつきに着目するため、免震支承のハードニング特性については考慮していない。また、地震動の強度のばらつきについても考慮していない。

3. RC 橋脚の安全性評価

(1) 不確定構造パラメータ

構造データのうち不確定性を考慮したのは、非線形を考慮する必要のある橋脚基部の梁部材および免震支承の水平ばねである。免震支承に関しては第一剛性、第一剛性に対する第二剛性の低下率、降伏変位の三要素を、橋脚基部非線形梁についてはひび割れ曲率、降伏曲率、第一剛性、第一剛性に対する第二剛性の低下率(剛性低下率1)、第一剛性に対する第三剛性の低下率(剛性低下率2)の5要素、計8要素を不確定要素とした。ばらつきは正規分布を仮定し、不確定を考慮する各パラメータに、実験データなどの値¹⁾に経年変化を考慮した変動係数10%でばらつきを与えた。表-3 に考慮した不確定要素を示す。試行回数は1000回である。なお、各パラメータ間の相関

は考慮していない。

(2) モンテカルロシミュレーション

表-3に示す免震橋梁を構成する部材のばらつきが橋梁全体の耐震性に及ぼす影響、及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、モンテカルロシミュレーションを行い検討した。その際、既往研究⁷⁾を参考に、応答値である免震支承の変位と橋脚基部の曲率について、地震作用に対する部材の健全性や損傷状態の割合を示す健全度レベルに基づく性能水準を、図-2、表-4、表-5のように設定した。ただし、免震支承の変位については、健全度レベル1として、ハードニングの起こらないせん断ひずみ0から150%までの範囲、健全度レベル2として、ハードニングは起こるが剛性は著しく変化しないせん断ひずみ150から250%までの範囲、健全度レベル3として、ハードニングと剛性変化の起こりうるせん断ひずみ250から350%までの範囲、最後に健全度レベル4として、破断も起こりうるせん断ひずみ350%以上の範囲を設定した。またここでは応答値がそれぞれの健全度レベルの範囲に存在するときの確率を「存在確率」と定義した。

平成14年度版道路橋示方書V(耐震設計編)では、

表-3 各不確定要因とばらつきの設定

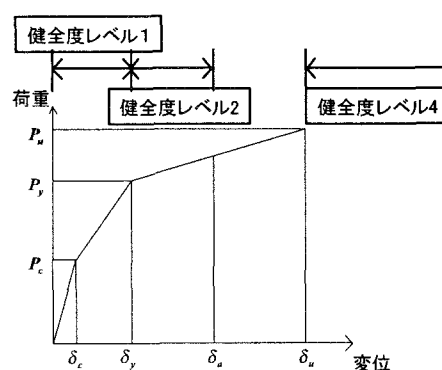
不確定要因		平均値			変動係数
		20cm*	30cm*	40cm*	
免震支承 水平ばね	第一剛性(MN/m)	74.7	37.9	23.3	10%
	剛性低下率	0.0116	0.0154	0.0190	10%
	降伏変位(m)	0.210	0.196	0.187	10%
橋脚基部 非線形梁	第一剛性(MN・m)	2.35×10^3			10%
	剛性低下率1	0.251			10%
	剛性低下率2	0.000433			10%
	ひび割れ曲率	0.00996			10%
	降伏曲率	0.00109			10%

*は免震支承の設計変位

橋脚の安全率を通常の2倍に割り増すことにより橋脚が副次的非線形にとどまることを保障している。本研究では、免震支承と橋脚の相対的な損傷のバランスを、各健全度レベルにおける存在確率の比較によって評価するために、橋脚基部の降伏耐力を1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6と変化させて解析を行った。

(3) 橋脚基部非線形梁部の応答曲率の確率論的考察

モンテカルロシミュレーションによって得られた1000サンプルの橋脚基部非線形梁部の応答曲率の結果を、表-4に示した健全度レベルに照らし合わせ、それぞれの存在確率を算定した。分布図を、免震支承の設計変位が20cm, 30cmの橋脚、さらに入力地震波



$$\delta_a = \delta_y + (\delta_u - \delta_y) / \alpha_m$$

δ_a : 損傷限界状態の限界値となる許容変位

δ_y : 降伏変位

δ_u : 終局変位

α_m : 安全係数*

図-2 鉄筋コンクリート橋脚の荷重と変位の関係における健全度レベル

*表-5参照

表-4 免震橋梁の各評価対象部位の耐震性に関する性能水準と健全度レベル

目標性能水準	使用限界状態	損傷限界状態		終局限界状態
	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4
免震支承	健全度レベル1	健全度レベル2	健全度レベル3	健全度レベル4
	せん断ひずみ150%未満	せん断ひずみ150%以上250%未満	せん断ひずみ250%以上350%未満	せん断ひずみ350%以上
下部構造(RC橋脚)	健全度レベル1 弾性域	健全度レベル2 *図-2参照	健全度レベル2 *図-2参照	健全度レベル4 *図-2参照

表-5 橋脚の健全度レベル2と健全度レベル4の限界値を設定する上での安全係数

目標とする性能水準	健全度レベル	タイプ1の地震動に対する安全係数 α_m	タイプ2の地震動に対する安全係数 α_m
性能水準2	健全度レベル2	6	3
性能水準3	健全度レベル2	4.8	2.4
性能水準4	健全度レベル4	1.0	1.0

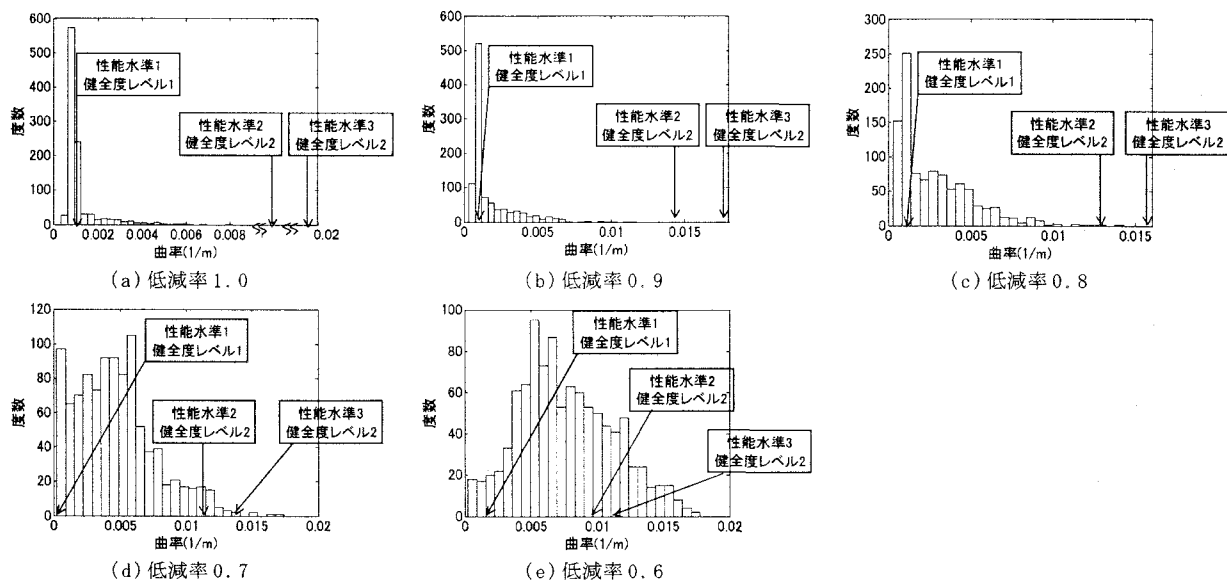


図-3 免震支承の設計変位 20cm の橋脚における橋脚基部応答曲率の分布(入力地震動 Type1- I -1)

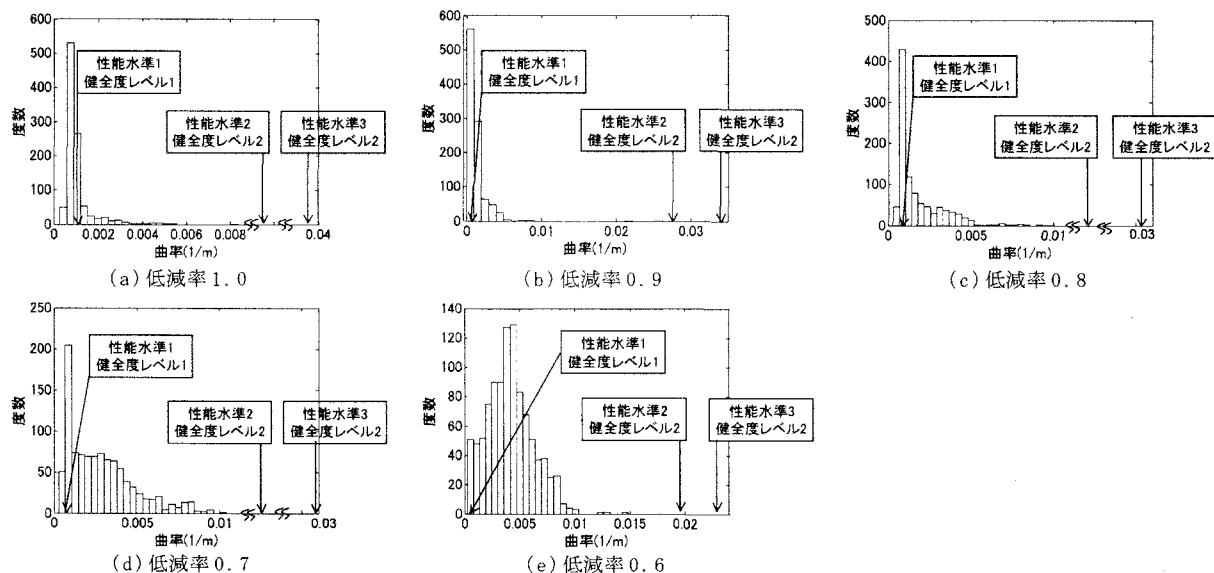


図-4 免震支承の設計変位 20cm の橋脚における橋脚基部応答曲率の分布(入力地震動 Type2- I -1)

表-6 免震支承の設計変位 20cm の橋脚における橋脚基部応答曲率の分布(ケース数)

(a) Type1- I -1					
橋脚基部の降伏 震度低減率	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
性能水準1 健全度レベル1	787	604	216	35	4
性能水準2 健全度レベル2	213	396	783	926	690
性能水準3 健全度レベル2	0	0	1	34	153
性能水準4 健全度レベル4	0	0	0	5	153

(b) Type2- I -1					
橋脚基部の降伏 震度低減率	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
性能水準1 健全度レベル1	791	604	330	127	16
性能水準2 健全度レベル2	209	396	670	873	984
性能水準3 健全度レベル2	0	0	0	0	0
性能水準4 健全度レベル4	0	0	0	0	0

ごとに図-3 から図-6 に示す。またそれぞれの性能水準、健全度レベルにおける存在ケース数を表-6、表-7 に示す。免震支承の設計変位が 40cm の橋脚の結果については設計変位 30cm の橋脚と同様な傾向が得られたため、省略する。

免震支承の設計変位が 20cm、30cm の両橋脚において、橋脚基部の降伏耐力の低減率を小さくするにつれて、橋脚基部非線形梁の応答曲率は増加し、健全度レベルのより低い領域に存在する確率が高まっていく傾向が認められた。免震支承の設計変位が 20cm の橋脚においては、入力地震波が Type1- I -1 の場合橋脚基部の降伏震度を 0.8 まで低減した際、橋脚全体の目標性能が性能水準 3 で、1 ケースの下部構造が健全度レベル 2 まで至った。さらに 0.7 まで下げた橋脚においては、目標性能水準 4 で、5 ケースの下部構

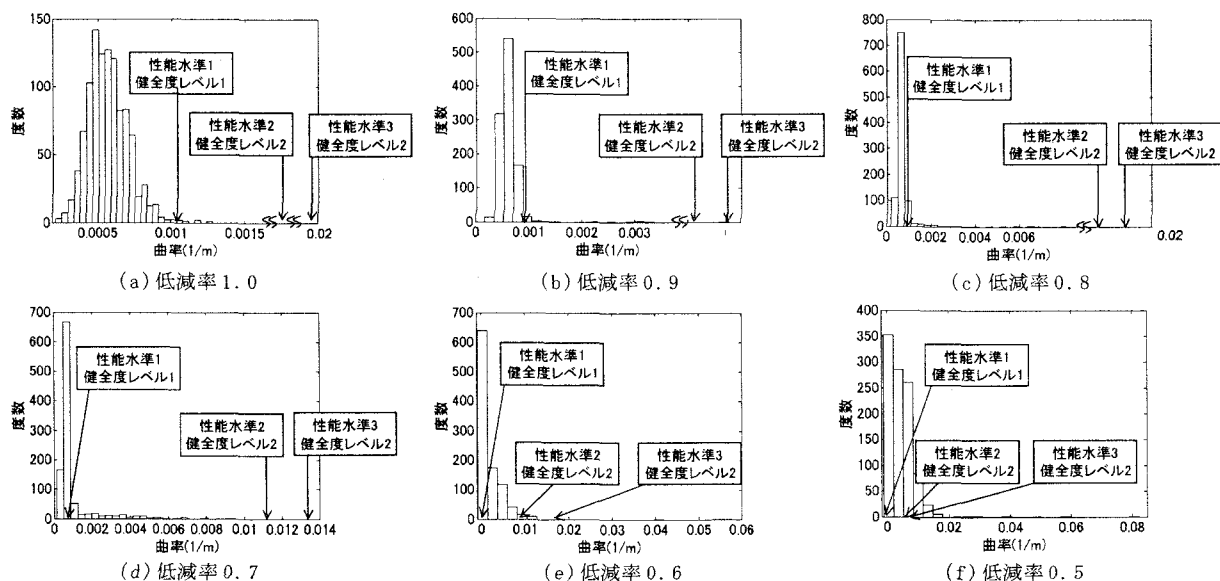


図-5 免震支承の設計変位 30cm の橋脚における橋脚基部応答曲率の分布 (入力地震動 Type1- I -1)

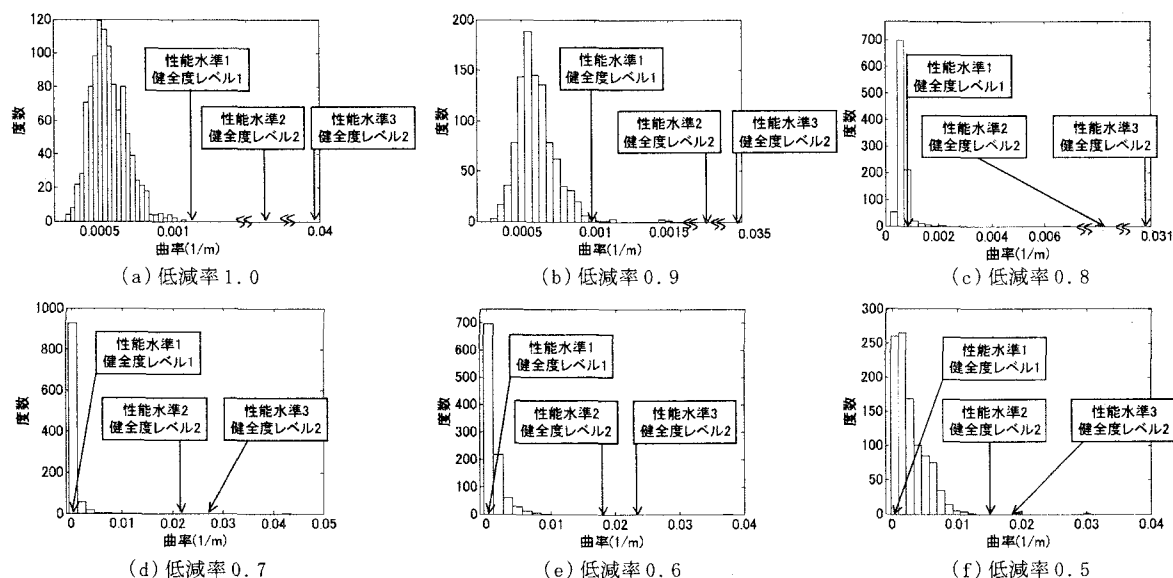


図-6 免震支承の設計変位 30cm の橋脚における橋脚基部応答曲率の分布 (入力地震動 Type2- I -1)

表-7 免震支承の設計変位 30cm の橋脚における橋脚基部応答曲率の分布 (ケース数)

(a) Type1- I -1						
橋脚基部の降伏震度低減率	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
性能水準1 健全度レベル1	996	987	919	731	372	89
性能水準2 健全度レベル2	4	13	81	269	613	761
性能水準3 健全度レベル2	0	0	0	0	8	80
性能水準4 健全度レベル4	0	0	0	0	7	70

(b) Type2- I -1						
橋脚基部の降伏震度低減率	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
性能水準1 健全度レベル1	1000	990	935	773	372	56
性能水準2 健全度レベル2	0	10	65	227	627	943
性能水準3 健全度レベル2	0	0	0	0	1	1
性能水準4 健全度レベル4	0	0	0	0	0	0

造が健全度レベル 4 まで至った。一方、入力地震波が Type2- I -1 の場合、橋脚基部の降伏震度を 0.6 まで低減した橋脚においても、橋脚全体の目標性能水準 2 で、健全度レベル 2 の範囲内に収まった。次に、免震支承の設計変位が 30cm の橋脚においては、入力地震波が Type1- I -1 の場合、橋脚基部の降伏震度を 0.6 まで低減した橋脚において、目標性能水準 3 で、8 ケースの下部構造が健全度レベル 2 まで至った。さらに、低減率を 0.5 とした橋脚についても検討を行ったところ、70 ケースが健全度レベル 4 まで至った。また、入力地震波が Type2- I -1 の場合橋脚基部の降伏震度を 0.6 まで低減した橋脚において、目標性能水準 3 で、1 ケースの下部構造が健全度レベル 2 まで至り、0.5 まで低減した橋梁においては健全度レベル 4 まで至るケースは認められなかった。免震支承の設

計変位が20cmから30cmと大きくなるに伴って、橋脚が免震効果を発揮し、免震支承におけるエネルギー吸収量が大きくなったために橋脚基部の応答が抑えられたと考えられる。

さらに、橋脚基部応答曲率が性能水準3と4に至っているケースに関して、免震支承部と橋脚基部のエネルギー吸収分担率を算出したところ、免震支承の設計変位20cmで、橋脚基部の降伏震度の低減率が0.7の場合(表-6(a)参照)、免震支承部と橋脚基部のエネルギー吸収分担率は3:7から5:5の値をとった。免震支承の設計変位30cmで橋脚基部の降伏震度の低減率が0.6の場合(表-7参照)、免震支承部と橋脚基部のエネルギー吸収分担率は、7:3から10:0の値をとった。免震橋梁においては、免震支承に主たるエネルギー分担をさせるために、エネルギーの分担率が免震支承部と橋脚基部で8:2程度となるように固有周期比を定めている⁹⁾。このことから、免震支承の設計変位が30cmの橋脚では、橋脚基部応答曲率が性能水準3と4に至っていても、エネルギーの分担率が免震支承部と橋脚基部で8:2程度となっており、橋脚基部の耐力を現行の規定より小さく出来る可能性が示唆された。

4. まとめ

免震橋梁の動的特性に影響を及ぼす、橋脚及び免震支承のパラメータを変動させたモンテカルロシミュレーションを実施し、免震橋梁における橋脚の非線形挙動と免震支承の非線形挙動に関する分布特性を検証した。さらに、免震橋梁を構成する各部位の性能水準、健全度レベルの定義に基づき、各部位の適切な強度バランスの確率論的検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・設計変位20cmの免震支承で、入力地震波がType1-I-1の場合、橋脚基部の降伏震度を0.8まで低減した免震橋梁では、目標性能が性能水準3で、下部構造が健全度レベル2まで至り、さらに0.7まで下げた免震橋梁においては、目標性能が性能水準4で、下部構造が健全度レベル4まで至るケースが現れた。入力地震波がType2-I-1の場合、橋脚基部の降伏震度を0.7まで低減した免震橋梁では、目標性能が性能水準4で、下部構造が健全度レベル4まで至るケースが現れた。設計変位が30cmの免震支承で、入力地震波がType2-I-1の場合、橋脚基部の降伏震度を0.5まで低減した免震橋梁において、1ケースの下部構造が目標性能水準3で、健全度レベル2まで至った。
- ・橋脚基部応答曲率が性能水準3と4に至っているケースにおいて、免震支承部と橋脚基部のエネルギー

吸収分担率を算出したところ、免震支承の設計変位20cmで橋脚基部の降伏震度の低減率が0.7の場合、免震支承部と橋脚基部のエネルギー吸収分担率は3:7から5:5の値をとった。免震支承の設計変位30cmで橋脚基部の降伏震度の低減率が0.6の場合、免震支承部と橋脚基部のエネルギー吸収分担率は7:3から10:0の値をとった。免震支承の設計変位が30cmの橋脚では、主たる非線形を分担する免震支承と副次的な非線形を認める橋脚基部のエネルギー吸収分担率を8:2と仮定すると、橋脚基部の耐力を50%から60%まで低減できることが示唆された。

参考文献

- 1) 平田和太: 電力施設の耐震信頼性評価に関する研究, 1995
- 2) 白木渡, 井面仁志, 今井慈郎, 伊藤則夫, 石川浩: 地震時保有水平耐力を用いた終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.389-396, 1999.
- 3) 秋山宏良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 信頼性理論を用いた構造最適設計手法の提案およびRC橋脚の耐震安全性評価への適用土木学会論文集, No662/V-49, pp. 185-203, 2000.
- 4) 足立幸郎, 運上茂樹: 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, pp.777-788, 2000.
- 5) 松田泰治, 大塚久哲, 楊光遠, 山口育: 免震橋梁の固有周期決定および免震査の簡易設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.711-718, 1998.
- 6) 松田泰治, 大塚久哲, 神農誠, 入江達雄: 変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.907-916, 2000.
- 7) 土木学会: 橋の動的耐震設計, 土木学会, 2003
- 8) 内藤伸幸, 松田泰治, 大塚久哲: 不確定要素を含む構造の信頼性評価と設計への適用に関する研究, 土木学会西部支部講演概要集, I-47, pp.A90-91, 2000.
- 9) 大塚久哲, 運上茂樹, 西原史和: 免震橋梁の固有周期の設定法に関する一検討, 土木技術資料, pp62-67, 1995.
- 10) 松田泰治, 高森麻有美, 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, 2005(掲載予定).