

不確定性を考慮した免震橋梁の 性能評価に関する一考察

A Study on the Performance Evaluation of Seismically Isolated Bridge Considering Uncertainty

松田 泰治*, 高森 麻有美**, 松尾 龍吾***, 大塚 久哲****

Taiji Mazda, Mayumi Takamori, Ryugo Matsuo, Hisanori Otsuka

* 工博, 熊本大学大学院教授, 自然科学研究科環境共生工学専攻 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)

** 東日本旅客鉄道株式会社, 八王子土木技術センター (〒192-0073 東京都八王子市寺町61)

*** 工修, 熊本大学大学院, 自然科学研究科社会環境工学専攻 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)

**** 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)

The seismically isolated bridge is generally designed so that the seismic isolation device would absorb total energy mainly. So the pier would behave in stationary range. However, under the huge earthquake, it would be realistic to allow the pier inelastic behavior as well and to design so that both the seismic isolation device and the pier absorb the energy. This paper presents Monte Carlo simulation reliability analysis of RC isolated bridge based on results of dynamic analysis considering uncertainty of material properties of two structural members e.g. the pier and laminated rubber bearing and earthquake waves. Then, the distribution characteristics of dynamic responses of these members were discussed. Furthermore, what the primary nonlinear and the secondary nonlinear should be discussed in term of probability. According to the evaluation, we assume that yield strength of the concrete pier could be reduced.

Key Words: seismic reliability, highway bridges, Monte Carlo simulation, secondary nonlinearity

キーワード: 耐震信頼性, 道路橋, モンテカルロシミュレーション, 副次的非線形

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は損傷を回避することではなく、損傷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で与えられた確定量である構造材料の基準強度と安全率を用いることで所定の安全を確保してきた。しかし、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、様々な不確定要因を含んでいる。また荷重も、地震の発生メカニズムや地震動の伝播経路、断層パラメータなど、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うことが可能な設計法を構築することが急務である。現在は、構造物に要求される性能を規定する事に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^{1)~7)}が見受けられる。これらは、構造物の地震時挙動のうち、材料や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で多数存在する。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という特性を生かし、橋梁の長周期化と高減衰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大きく影響を及ぼすため、免震橋梁の地震時の安全性確保や機能維持に対する信頼性(以下耐震信頼性)を左右する。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、免震橋梁における耐震信頼性を確認する場合には、免震支承と橋脚の復元力特性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。

道路橋示方書同解説、耐震設計編(以下道路橋示方書)では、橋脚や免震支承の剛性、減衰、強度などのばらつきが性能に与える影響については安全率に基づき考慮されていると考えられる。しかしながら、設計法の高度

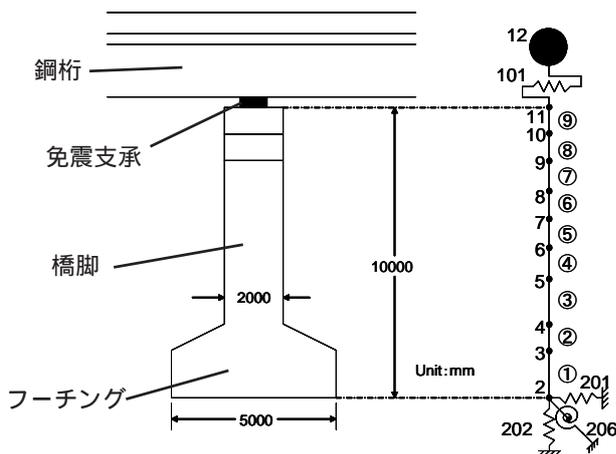


図-1 解析モデル

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(4.37 × 10 ³ MN/m)
202	鉛直方向地盤ばね(1.31 × 10 ⁴ MN/m)
206	回転方向地盤ばね(2.74 × 10 ⁴ MN·m/rad)

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

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, 定量的に評価することが急務である。

道路橋示方書によれば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うよう規定されている。

本研究では, 免震橋梁の動的特性に影響を及ぼす免震支承および橋脚基部の非線形性を規定する構造パラメータの不確定性に加え, 入力地震動の不確定性を考慮し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基部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について不確定性を考慮した考察を試みた。

2. 対象構造物

道路橋示方書に示される種地盤A地域の支承条件を固定と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)。免震支承はパイロ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^{8), 9)}で行った免震支承の形状設計の手順に従って, 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に構造諸元を示す。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。地盤ばねは道路橋示方書に基づき水平ばね・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' method(γ = 0.25)である。時間刻みは既往研究の実績に基づいて0.001秒とし, 検討用の入力地震動は道路橋示方書の標準波より, Type1-1, Type2-1の2波及びスペクトル適合法によって作成した模擬地震波を用いた。

なお, 本解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およ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。

3. 健全度レベルに基づく性能水準

モンテカルロシミュレーション（試行回数は1000回）を行い検討する際、既往の研究¹⁰⁾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、損傷状態の度合いを示す健全度レベルの組み合わせに基づく性能水準を、表-2のように設定した。表-2中の、図-2は免震支承のせん断力とせん断ひずみの関係における健全度レベルを、図-3は曲げ破壊型の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を示している。

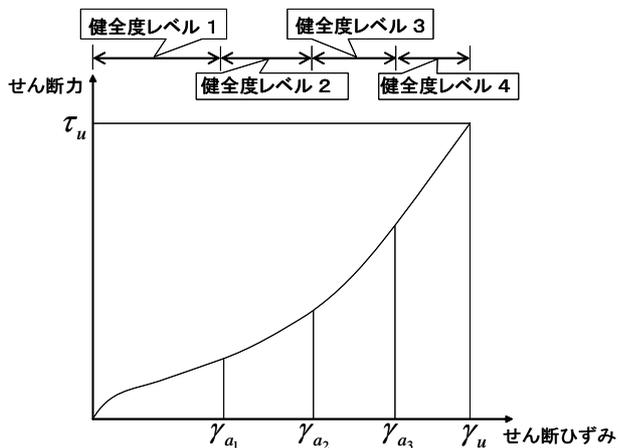
ただし、免震支承の変位については、健全度レベル1として、ハードニングの起こらないせん断ひずみ0%から150%までの範囲、健全度レベル2としてハードニングは起こるが、剛性は著しく変化しないせん断ひずみ150%から250%までの範囲、健全度レベル3として、ハードニングと剛性変化の起こりうるせん断ひずみ

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。

道路橋示方書では、免震橋梁の設計において橋脚基部の安全係数を通常の2倍に割り増すことによって橋脚基部が副次的非線形にとどまることを保障している。しかしながら、この方法では免震支承の主たる塑性化に対する橋脚基部の副次的塑性化の定義が不明確であり、橋脚基部の挙動が弾性範囲内におさまる安全側の設計となっているケースが多い。本来、健全度レベルとは部材ごとの限界状態を定めるもので、非免震橋梁における健全度レベルと同等のものであると考えられる。したがって、本研究では、免震橋梁においても非免震橋梁の健全度レベルの照査の際に用いる安全係数を用いることとした（表-3参照）。さらに、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。

表-2 免震橋梁の各評価対象部位の耐震性に関する健全度レベル

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	性能水準4
免震支承	健全度レベル1 せん断ひずみ150%未満 *図-2参照	健全度レベル2 せん断ひずみ150%以上250%未満 *図-2参照	健全度レベル3 せん断ひずみ250%以上350%未満 *図-2参照	健全度レベル4 せん断ひずみ350%以上 *図-2参照	健全度レベル4 せん断ひずみ350%以上 *図-2参照
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-3参照	健全度レベル2 *図-3参照	健全度レベル4 *図-3参照	健全度レベル4 *図-3参照



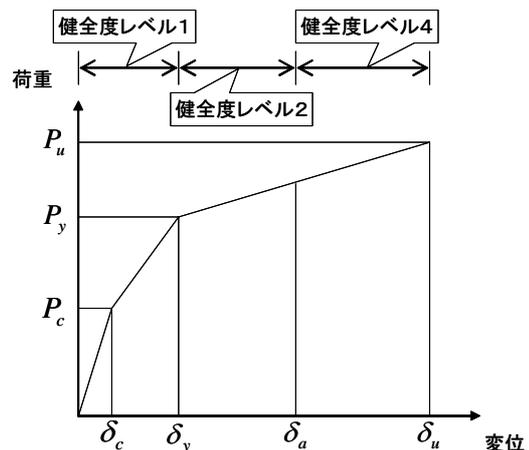
γ_{a_1} : せん断ひずみ150%

γ_{a_2} : せん断ひずみ250%

γ_{a_3} : せん断ひずみ350%

γ_u : 終局ひずみ

図-2 免震支承のせん断力とせん断ひずみの関係における健全度レベル



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

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 : 安全係数(表-3参照)

図-3 曲げ破壊型の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-3 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	安全係数 α	
		タイプ I	タイプ II
性能水準2	健全度レベル2	3	1.5
性能水準3	健全度レベル2	2.4	1.2
性能水準4	健全度レベル4	1.0	1.0

4. 免震橋梁の耐震信頼性評価

4.1 不確定性を考慮した構造パラメータと入力地震動

免震橋梁の構造部材のうち、非線形となる橋脚基部のはり要素および免震支承の水平ばねの2つの部位を規定する構造パラメータに対し不確定性を考慮した。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（剛性低下率）、降伏変位の3要因を、橋脚基部非線形はり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要因、計8つを不確定要因として考慮した。平均値に関しては、一般に設計において実強度は設計強度より高いが、本研究でその差は考慮していない。ばらつきは正規分布を仮定し、不確定を考慮する各構造パラメータに対して実験データや既往文献を参考に^{3)~6)}、それぞれ変動係数10%とした。入力地震動に関する不確定性は、道路橋示方書に記載されている標準加速度応答スペクトル（Type1-

-1)を平均値とし、10%の変動係数を与えてターゲットスペクトルの加速度を変動させた。これにより試行回数に応じたターゲットスペクトルが得られ、それらのターゲットスペクトルに基づき入力地震波を作成した。ばらつきは正規分布を仮定した。表-4に考慮した不確定要因の平均値と変動係数を示し、図-4にターゲットスペクトルの概念図を示す。既往研究¹⁴⁾によれば免震支承の設計変位20cm、入力地震波Type1--1の場合において、試行回数を1000,5000,10000回として検討した結果、免震支承の応答変位と橋脚基部の応答曲率の分布形状はほぼ同じものが得られ、さらにそれぞれの応答値の平均値と変動係数についてもほぼ同値が得られた。したがって本研究では試行回数を1000回として以後の検討を行った。なお、各パラメータ間の相関は考慮していない。

本研究では、免震橋梁の橋脚基部の降伏耐力を低減させた場合における免震支承と橋脚の相対的な損傷のバランスを、各健全度レベルでの存在確率を比較することにより評価するため、橋脚基部の降伏耐力を1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5(倍)と変化させて解析を行った。

表-4 各構造パラメータの平均値と変動係数

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	0.210	0.196	0.187	10%
	降伏変位(m)	0.0116	0.0154	0.0190	10%
橋脚基部 非線形はり	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(1/m)	0.0000996			10%
	降伏曲率(1/m)	0.00109			10%
入力地震動	加速度応答レベル	標準加速度応答スペクトル			10%

* は免震支承の設計変位

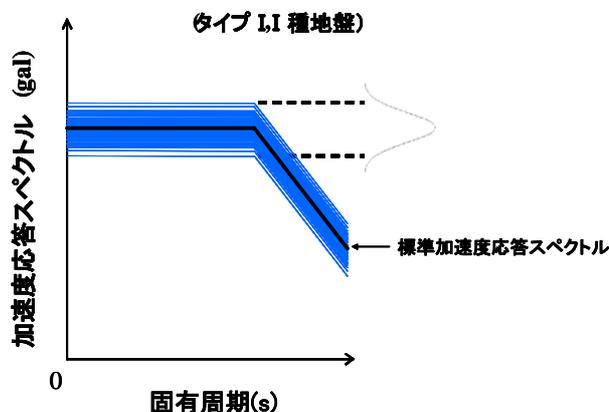
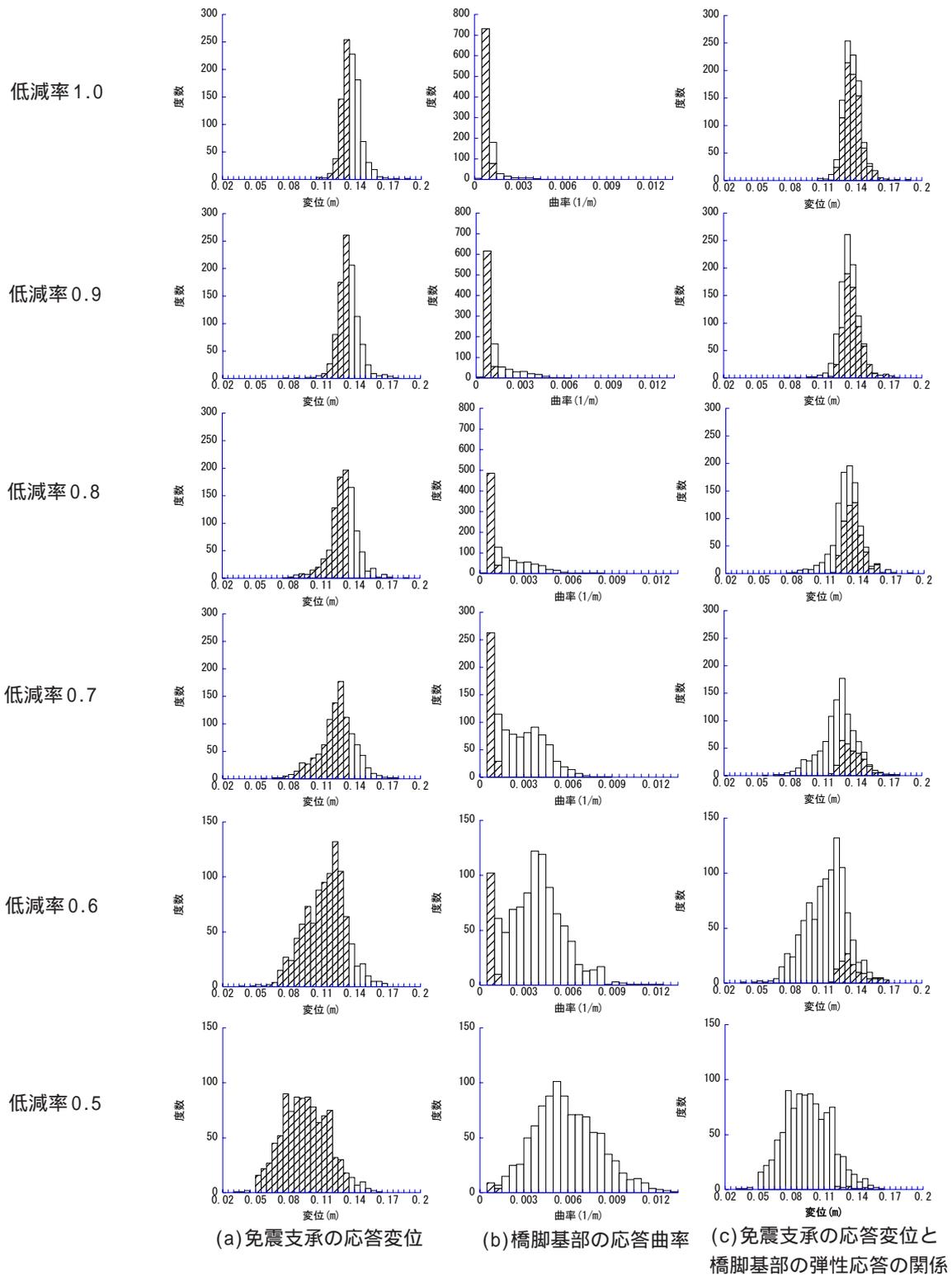


図-4 ターゲットスペクトルの概念図



(a) 免震支承の応答変位の分布 (斜線部は免震支承が健全度レベル1に存在している部分)
 (b) 橋脚基部非線形はりの応答曲率の分布 (斜線部は橋脚基部が弾性応答している部分)
 (c) 免震支承の応答変位の分布と橋脚基部が弾性応答しているケース (斜線部)

図-5 免震支承の応答変位の分布と橋脚基部非線形はりの応答曲率の分布図(Type2- -1)

4.2 構造パラメータの不確定性を考慮した免震橋梁の耐震信頼性評価

(1) 応答分布特性

モンテカルロシミュレーションの結果得られた、免震支承の応答変位と橋脚基部の応答曲率について、分布図を図-5に示す。ただし、免震支承の設計変位や地震波の種類によらず、応答分布はほぼ同じ傾向が認められたため、図-5では代表例として設計変位20cmの免震支承を用い、入力地震波としてType2-1を使用した際の結果を示す。ここで図-5中の(a)は免震支承の応答変位の分布図であり、健全度レベル1に存在している部分を斜線部で示している。図-5中の(b)は橋脚基部の応答曲率の分布図であり、健全度レベル1に存在している部分、すなわち弾性応答している部分を斜線部で示している。図-5中の(c)は橋脚基部の鉄筋が降伏せずに弾性応答している部分を免震支承の応答変位の図に重ね合わせたものである。また、図中の低減率は橋脚基部の降伏耐力の低減率を示している。

図-5中の(a)より、免震支承の応答変位の分布は、どの低減率であっても正規分布に近い形を示した。また、橋脚基部の降伏耐力を低減するに従って、免震支承の応答変位の平均値は小さくなり、健全度レベル1に入る割合が大きくなっている。これは橋脚基部の降伏耐力を低減することにより、上部構造に伝達されるせん断力が減少し、免震支承の変形が小さくなったためと考えられる。逆に応答変位のばらつき(変動係数)は大きくなっていく傾向が認められた。

められた。

一方、図-5中の(b)より、橋脚基部の応答曲率の分布は、弾性応答と非線形応答が混在している低減率が高いケースでは、正規分布とは異なる分布形を示した。しかし、応答曲率がすべて非線形域に入ると、正規分布に近い形となる傾向が認められた。これは、降伏耐力の低下に従って橋脚基部の応答が弾性域から非線形領域に移行していき、曲率の大きい応答を示すケースが増加するためである。非線形を考慮した場合、構造パラメータを正規分布の確率変数として与えたとしても、結果として得られる橋脚基部の応答曲率に関しては正規分布に従うとは限らないことが明らかとなった。橋脚基部については、考慮した構造パラメータ(第一剛性、剛性低下率1、剛性低下率2、ひび割れ曲率、降伏曲率)のばらつきと橋脚基部の降伏耐力の低減率が、応答曲率の分布特性に大きく影響を及ぼしていることが考えられる。

図-5中の(c)については低減率0.7の図から、橋脚基部が弾性応答する際には、免震支承の応答変位が大きな領域にあることが認められた。つまり、免震支承の応答が大きく、エネルギー吸収の主たる部分を受け持つ場合には橋脚の応答は小さく抑えられることを示しており、免震支承と橋脚基部のエネルギー分担率が変化していると考えられる。

(2) 非線形地震応答の存在確率に基づく考察

表-4に示す構造パラメータの不確定性を考慮して行ったモンテカルロシミュレーションによって得られた1000

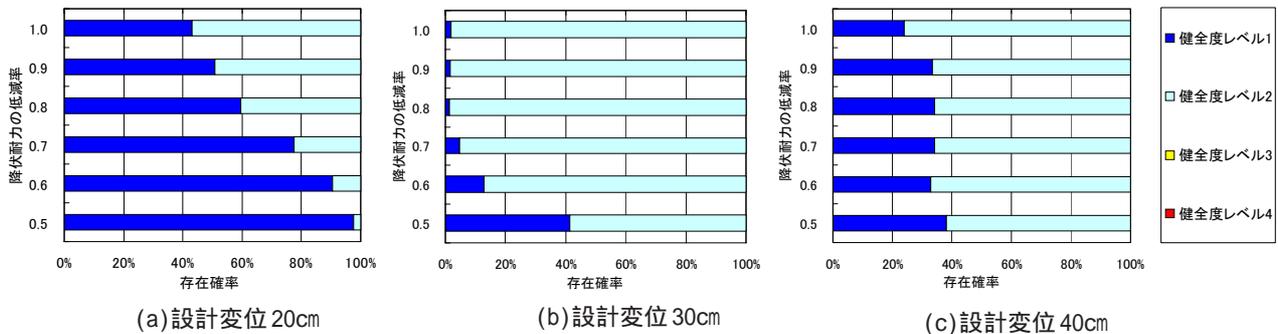


図-6 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (Type1-1)

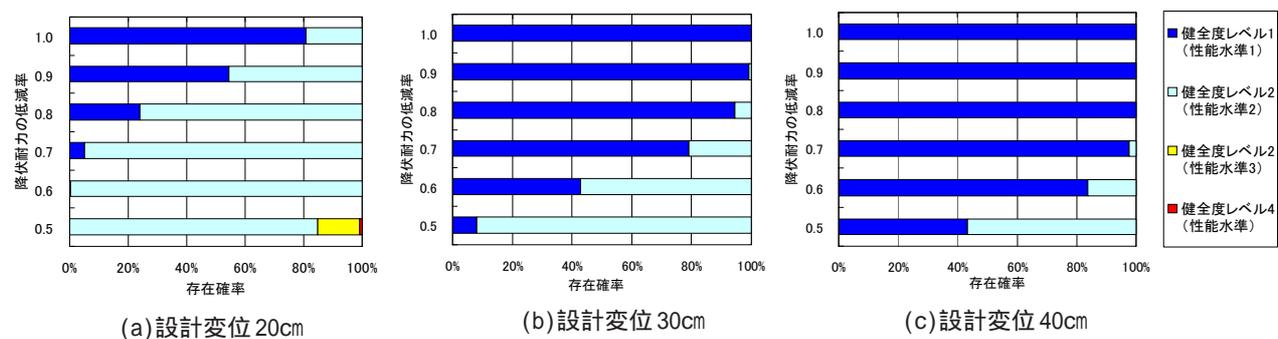


図-7 橋脚基部における応答値の健全度レベル(性能水準)ごとの存在確率 (Type1-1)

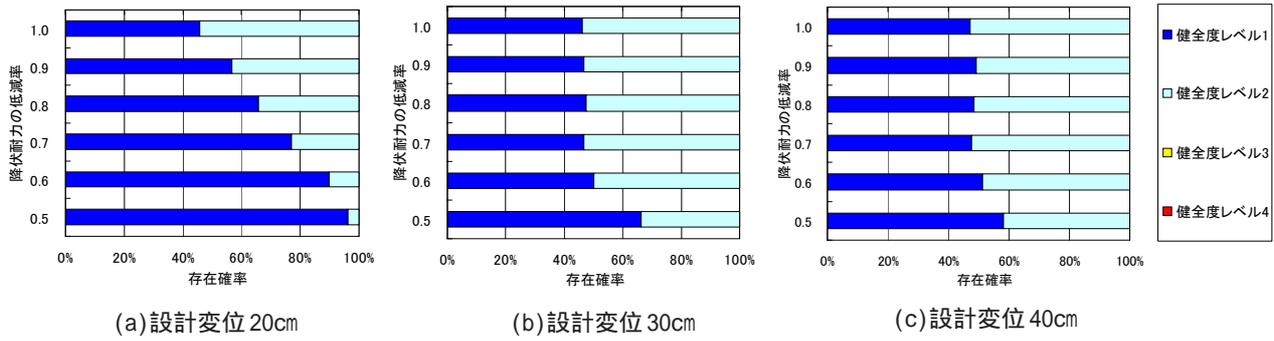


図-8 免震支承における応答値の健全度レベルごとの存在確率 (Type2- -1)

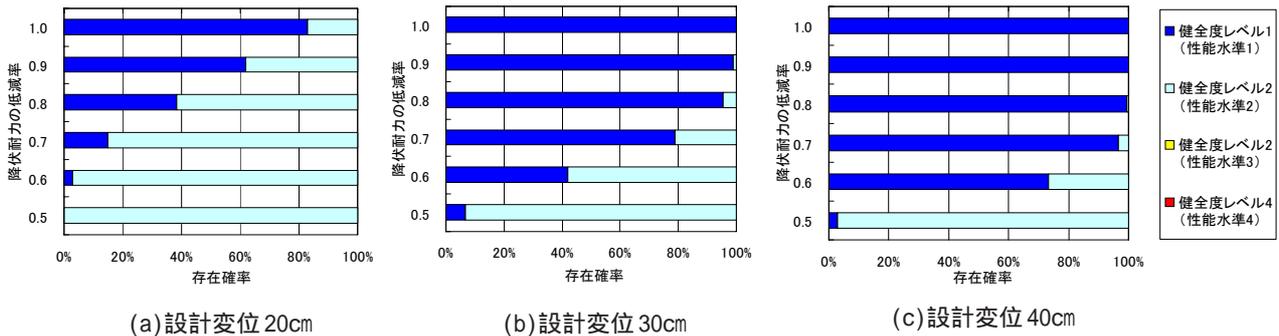


図-9 橋脚基部における応答値の健全度レベル (性能水準) ごとの存在確率 (Type2- -1)

表-5 設計変位ごとの健全度レベル2 (性能水準2) における存在確率 (%) と 免震支承に対する橋脚基部の存在確率の比 (入力地震動Type1- -1)

低減率*	20cm			30cm			40cm		
	健全度レベル2(性能水準2)		(b)/(a)	健全度レベル2(性能水準2)		(b)/(a)	健全度レベル2(性能水準2)		(b)/(a)
	(a)免震支承	(b)橋脚基部		(a)免震支承	(b)橋脚基部		(a)免震支承	(b)橋脚基部	
1.0	56.8	19.1	0.34	98.2	0	0.00	98.7	0	0
0.9	49.3	45.5	0.92	98.4	0.8	0.01	66.7	0	0
0.8	40.4	76.0	1.88	98.6	5.5	0.06	65.9	0	0
0.7	22.6	95.0	4.20	95.3	21.0	0.22	65.8	2.4	0.04
0.6	9.6	99.7	10.39	87.1	57.2	0.66	67.1	16.4	0.24
0.5	2.4	84.9	35.38	58.6	91.9	1.57	61.9	56.8	0.92

*1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5は橋脚基部の降伏耐力の低減率

表-6 設計変位ごとの健全度レベル2 (性能水準2) における存在確率 (%) と 免震支承に対する橋脚基部の存在確率の比 (入力地震動Type2- -1)

低減率*	20cm			30cm			40cm		
	健全度レベル2(性能水準2)		(b)/(a)	健全度レベル2(性能水準2)		(b)/(a)	健全度レベル2(性能水準2)		(b)/(a)
	(a)免震支承	(b)橋脚基部		(a)免震支承	(b)橋脚基部		(a)免震支承	(b)橋脚基部	
1.0	54.2	17.0	0.31	53.8	0.1	0	52.8	0	0
0.9	43.3	38.1	0.88	53.2	1.1	0.02	50.8	0	0
0.8	34.3	61.6	1.80	52.4	4.5	0.09	51.5	0.4	0
0.7	23.0	85.2	3.70	53.2	21.0	0.39	52.3	3.4	0.07
0.6	10.1	97.1	9.61	49.9	58.1	1.16	48.7	26.6	0.55
0.5	3.8	99.9	26.08	33.7	93.2	2.77	41.9	76.9	1.84

*1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5は橋脚基部の降伏耐力の低減率

組の標本に対して、表-2に示した健全度レベルに照らし合わせ、その存在確率を算定した。ただし、橋脚基部に関しては、応答曲率に基づき評価を行った。結果を図-6から図-9に示す。また、健全度レベル2 (性能水準2) における存在確率と、免震支承に対する橋脚基部の存在確率の比を表-5, 表-6に示す。橋脚基部の降伏耐力を低減させるにつれて、免震支承は応答変位が小さくなり、相対的に

損傷の程度の小さい、健全度レベルが高い領域に存在する確率が増加している。逆に橋脚基部は応答曲率が大きくなり、相対的に損傷の程度の大きい、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。

次に、主たる非線形を考慮する免震支承の目標設計変位と、副次的非線形を考慮する橋脚基部の降伏耐力の低

表-7 入力地震動及び構造パラメータを確定としたときの各最大応答値

(a) 免震支承変位		(b) 橋脚基部曲率	
免震支承の目標設計変位	免震支承の最大応答変位(m)	免震支承の目標設計変位	橋脚基部の最大応答曲率(1/m)
20cm	0.14	20cm	0.000921
30cm	0.216	30cm	0.000539
40cm	0.266	40cm	0.000419

表-8 免震支承の応答変位の各健全度レベルにおける存在確率(%)

(a)入力地震動:確定 構造パラメータ:不確定

免震支承の目標設計変位	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4	平均値(m)	変動係数	最大値(m)	最小値(m)
	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				
20cm	43.2	56.8	0	0	0.137	0.141	0.196	0.0793
30cm	1.7	98.2	1	0	0.216	0.0485	0.326	0.179
40cm	31.2	98.7	0	0	0.274	0.113	0.454	0.214

(b)入力地震動:不確定 構造パラメータ:確定

免震支承の目標設計変位	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4	平均値(m)	変動係数	最大値(m)	最小値(m)
	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				
20cm	92.0	8.0	0	0	0.102	0.208	0.184	0.0542
30cm	34.8	63.5	1.7	0	0.215	0.210	0.393	0.106
40cm	16.0	77.0	6.9	0.1	0.320	0.208	0.616	0.140

(c)入力地震動:不確定 構造パラメータ:不確定

免震支承の目標設計変位	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4	平均値(m)	変動係数	最大値(m)	最小値(m)
	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				
20cm	88.7	11.3	0	0	0.104	0.257	0.222	0.0478
30cm	35.0	62.0	3	0	0.216	0.239	0.417	0.0962
40cm	17.4	72.1	10.3	0.2	0.324	0.234	0.618	0.134

表-9 橋脚基部の応答曲率の各健全度レベルにおける存在確率(%)

(a)入力地震動:確定 構造パラメータ:不確定

免震支承の目標設計変位	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4	平均値(1/m)	変動係数	最大値(1/m)	最小値(1/m)
	健全度レベル1	健全度レベル2	健全度レベル2	健全度レベル4				
20cm	80.9	19.1	0	0	0.00110	0.729	0.0108	0.000450
30cm	100.0	0	0	0	0.000553	0.221	0.00105	0.000230
40cm	100.0	0	0	0	0.000401	0.243	0.000750	0.000120

(b)入力地震動:不確定 構造パラメータ:確定

免震支承の目標設計変位	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4	平均値(1/m)	変動係数	最大値(1/m)	最小値(1/m)
	健全度レベル1	健全度レベル2	健全度レベル2	健全度レベル4				
20cm	98.9	1.1	0	0	0.000708	0.274	0.00408	0.000410
30cm	99.8	0.2	0	0	0.000598	0.238	0.00118	0.000250
40cm	100.0	0	0	0	0.000469	0.262	0.000930	0.000150

(c)入力地震動:不確定 構造パラメータ:不確定

免震支承の目標設計変位	性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4	平均値(1/m)	変動係数	最大値(1/m)	最小値(1/m)
	健全度レベル1	健全度レベル2	健全度レベル2	健全度レベル4				
20cm	94.2	5.8	0	0	0.000791	0.740	0.00795	0.000320
30cm	98.3	1.7	0	0	0.000623	0.473	0.00408	0.000110
40cm	99.8	0.2	0	0	0.000483	0.377	0.00322	0.000120

の支承の第一剛性および第二剛性が30cm,40cmのそれより2倍程度大きくなっているため、入力地震動を10%変動させても、支承の剛性が大きいために変形が著しく増加しなかったためであると考えられる。このとき(b)の変動係数の値は(a)の値に比べて大きくなる傾向が認められた。逆に、目標設計変位40cmのモデルの場合、免震支承の応答変位の平均値は、(b)の値が(a)の値の1.2倍程度となった。これは、比較的支承の第一剛性および第二剛性が小さいため、入力地震動の変動に対して、変形が大きくなったためと考えられる。ただし変動係数は

20cmと同様に、(b)の値が(a)の値に比べて大きくなる傾向が認められた。また(a)入力地震動を確定とし、構造パラメータのみの不確定性を考慮した場合と(c)構造パラメータと入力地震動の両方の不確定性を考慮した場合を比較すると(a)と(b)を比較した結果とほぼ同じ傾向が認められた。

次に表-9において(a)と(b)を比較すると、免震支承の目標設計変位によらず、橋脚基部の応答曲率の平均値は、(b)の値が(a)の値と比べて大きくなる傾向が認められた。また(a)と(c)を比較すると同様の傾向が認められ

た。変動係数に関しては、(a)と(b)を比較すると、目標設計変位30cm,40cmでは、(b)の値が(a)の値と比べて大きくなる傾向が認められた。ただし、目標設計変位20cmの場合では、(b)の変動係数の値は(a)の値に比べて小さくなる傾向が認められた。また(a)と(c)を比較すると目標設計変位によらず、橋脚基部の応答曲率の変動係数は、(c)の値が(a)の値と比べて大きくなる傾向が認められた。

また入力地震動の不確定性を考慮した際、免震支承の応答変位の変動係数の増加に比べ橋脚基部の応答曲率の変動係数が大きく増加している。これは、本研究で橋脚基部にかかる荷重と応答曲率の関係を、塑性化する際に剛性が著しく低下するトリリニア型で考慮しているため、橋脚基部に作用する荷重が荷重軸方向に大きくばらつくとき塑性域に達し、応答曲率が著しく増加してしまうためと考えられる。

5. まとめ

免震橋梁の動的特性に影響を及ぼす、橋脚基部および免震支承の構造パラメータおよび入力地震動の不確定性を考慮したモンテカルロシミュレーションを実施し、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について検討を行った。不確定性を考慮したパラメータの変動係数を10%と仮定した条件で得られた知見を以下に示す。

- ・橋脚基部の降伏耐力を低減させるにつれて、免震支承は応答変位が小さくなり、健全度レベルが高い領域に存在する確率が増加し、逆に橋脚基部は応答曲率が大きくなり、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。
- ・橋脚全体における主たる非線形と副次的非線形について不確定性を考慮した考察を行った結果、健全度レベル2における存在確率の比を10分の1と仮定すると、免震支承の設計変位を30cmとした場合では橋脚基部の降伏耐力の低減率を約0.8まで、免震支承の設計変位を40cmとした場合では約0.7まで下げることが出来る結果となった。
- ・入力地震動の不確定性を考慮することによって、免震橋梁における免震支承の応答変位と橋脚基部の応答曲率の平均値および変動係数が大きくなる傾向が認められた。ただし、免震支承の目標設計変位20cmのケースに関しては傾向が異なるものが認められた。

参考文献

- 1) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の安全性評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.578/V-37, pp.71-87, 1997.
- 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) 山崎康紀, 松中亮治, 秋山宏良, 鈴木基行: 信頼性理論に基づく橋梁システムの地震時安全性評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1279-1284, 1999.
- 4) 平田和太: 電力施設の耐震信頼性評価に関する研究, 東京大学博士論文, 1995.
- 5) 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, No.662/V-49, pp.185-203, 2000.
- 6) 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.
- 7) 足立幸郎, 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.905-916, 2001.
- 8) 松田泰治, 大塚久哲, 楊光遠, 山口斉: 免震橋梁の固有周期決定および免震沓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.
- 9) 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.
- 10) 土木学会: 橋の動的耐震設計, 土木学会, 2003
- 11) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 12) 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.
- 13) 高森麻有美, 松田泰治, 大塚久哲: 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, 第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.149-154, 2005.
- 14) 高森麻有美, 松田泰治, 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.

(2006年9月11日受付)