

# 橋脚と支承部が非線形化する構造系の各部材の骨格曲線のばらつきが地震応答に与える影響

藤岡 健祐<sup>1</sup>・廣江 亜紀子<sup>2</sup>・大住 道生<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: fujioka-k574cl@pwri.go.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup> 正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: hiroe@pwri.go.jp

<sup>3</sup> 正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: m-oosumi@pwri.go.jp

レベル 2 地震動を考慮する設計状況における非線形化部材の組合せの考え方として、道示では、非線形化部材を 1 種類に限定することを標準としている。一方、適切に地震応答特性が評価できる場合には、異なる種類の部材に非線形化を考慮してよいとしているが、具体的な要求事項等は示されていない。そこで、本研究では、複数部材に非線形化を考慮する場合の要求事項やその検証方法の明確化に向けて、着目する不確実性が橋の応答に与える影響を明らかにするための検討を行う。本稿では、支承部と橋脚で非線形化する橋梁を対象に、支承部に免震支承又は制震ダンパーを用いた 2 パターンの構造系を想定し、動的解析により、各部材の骨格曲線のばらつきが橋の地震応答に与える影響を検討した結果を報告する。

**Key Words:** *Seismic Isolated Bridge, Seismic Isolator, Seismic Control Dampers, Uncertainty*

## 1. はじめに

レベル 2 地震動を考慮する設計状況においては、構造系の一部に非線形化及びエネルギー吸収を考慮する部材（以下、「非線形化部材」という）が使用されることが一般に想定される。非線形化部材の組合せにあたって、平成 29 年道路橋示方書・同解説 V<sup>1)</sup>（以下、「H29 道示 V」という）では、非線形化部材を一種類の部材に限定することが標準とされている。一方で、免震橋のように、実験や解析による各種検証結果<sup>2,3)</sup>を踏まえ、「適用範囲が明確」かつ「適切に地震応答特性が評価できる」場合には、非線形化部材を一種類に限定しなくてもよいことが解説されている。ただし、現状、それらを満足する具体的な条件や検証事項については示されておらず、実務上、免震橋以外の複数種類の部材に非線形化が生じる構造の適否の判断が困難であり、統一的な運用がなされていない状況である。

そのような中、既設橋の耐震補強等においては、橋脚の塑性化を見込んだ上で制震ダンパーのような非線形化部材を設置する構造や、免震化しても基礎の降伏耐力を

超えてしまう場合など、複数種類の部材に非線形化を考慮した設計を行う需要が増えている。

ここで、H29 道示に記載される「適切に地震応答特性が評価できる」ことは、「地震の影響による橋の応答が所定の限界状態を超えないことを所要の信頼性で実現（＝地震の影響に対して耐荷性能を確保）」するために必要な条件の一つであると考えられる。所要の信頼性を確保するためには、各種の不確実性が地震応答に与える影響を適切に評価し、それらの影響を踏まえて、目標とする信頼性を満足するように、応答のばらつきの制御又は限界状態に対する安全余裕の設定を行う必要がある。

以上の背景から、本研究では、複数種類の部材に非線形化を考慮する場合の、具体的な要求事項や検証方法の明確化に向けて、着目する不確実性が橋全体系及び橋を構成する各部材の応答に与える影響を明らかにするための検討を行う。具体には、支承部と橋脚柱基部で非線形化する橋梁を対象に、支承部に免震支承又は制震ダンパーを用いた 2 パターンの構造系を想定し、動的解析により、各部材の骨格曲線（剛性及び剛性変化点）のばらつきが橋の地震応答に与える影響を検討する。

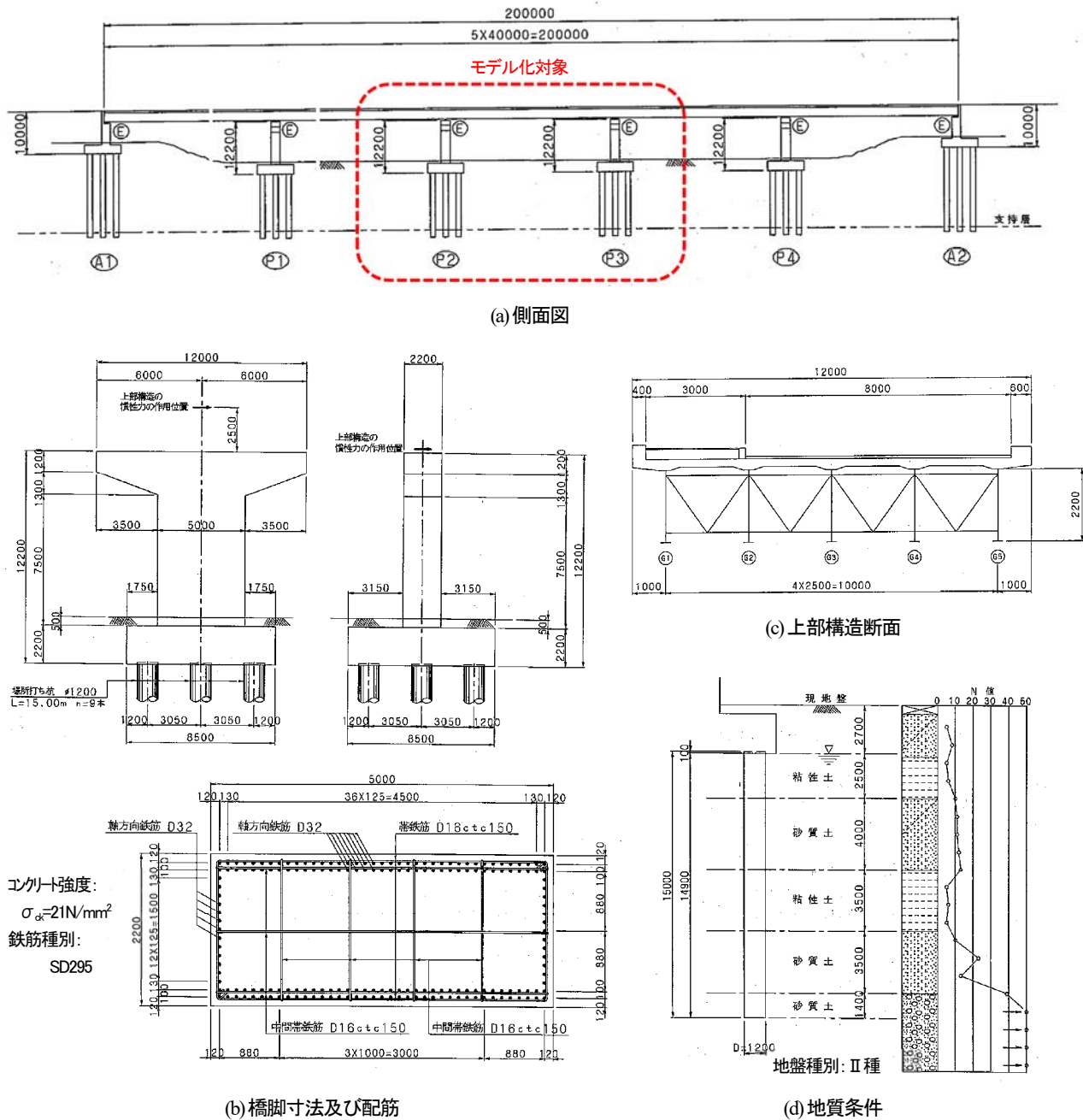


図-1 対象橋梁の基本諸元

## 2. 基準となる動的解析モデルの作成

検討対象とする橋梁は、文献<sup>4)</sup>に示される図-1の5径間連続鋼 I 桁橋とし、中間橋脚 P2-P3 間を抽出してモデル化するものとした。ここで、2 橋脚をモデル化の対象としたのは、部材のばらつきが応答に与える影響を評価する上で、同一橋脚上の基礎-橋脚-支承等の直列関係にある部材に対する影響と、異なる橋脚の支承部同士等の並列関係にある部材に対する影響をそれぞれ評価するためである。

検討ケースは、支承部に免震支承を用いた Case-A と、可動支承+制震ダンパーで構成した Case-B の 2 ケースを

対象とした。ここで、可動支承+制震ダンパーのケースを検討対象としたのは、過去の検討<sup>5)</sup>から、二次剛性が小さい非線形化部材同士を直列して配置した場合に、部材の骨格曲線のばらつきに対する応答のばらつきが大きくなる傾向が確認されたためである。一般に、デバイス単体としては、制震ダンパーは免震支承に比べて二次剛性が小さいため、可動支承と制震ダンパーで構成される支承部は二次剛性が小さくなる。本検討では、免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定）の二次剛性比 ( $K_2/K_1$ )  $1/65$  に対して、可動支承+制震ダンパーで構成された支承部の二次剛性比を  $1/50$  と仮定して、支承部の骨格曲線を設定した。

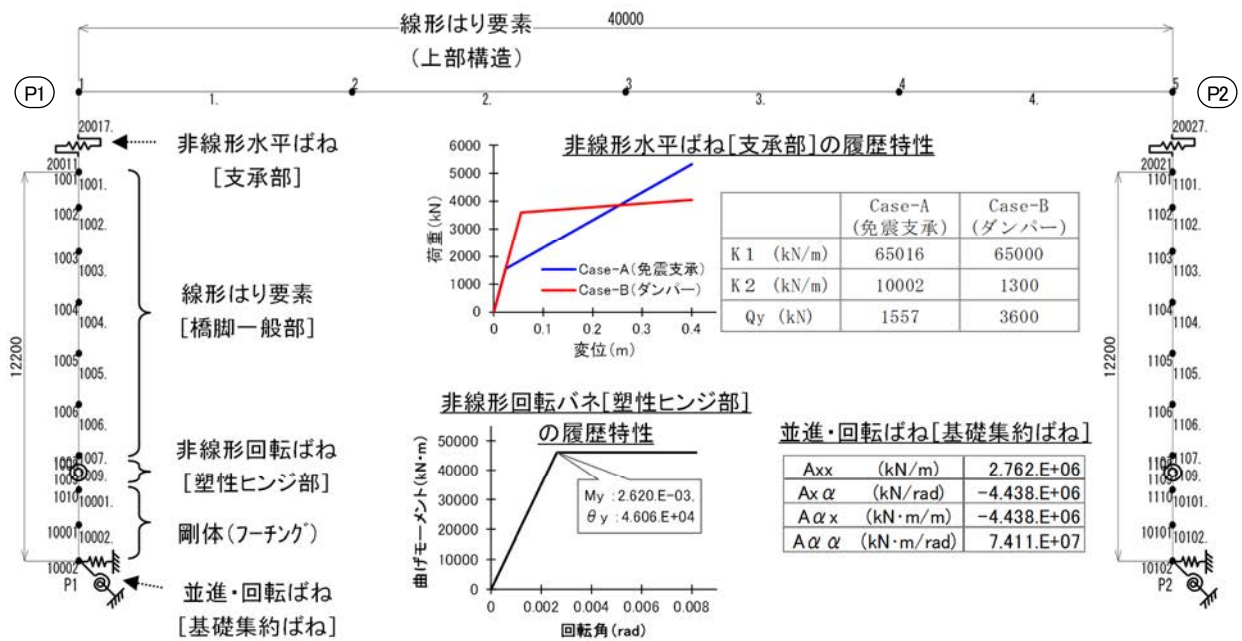


図-2 動的解析モデルの概要

解析モデルは、図-2に示す多質点骨組みモデルとした。RC 橋脚は、塑性ヒンジ部を非線形回転ばね (M-θモデル) でモデル化し、それ以外の一般部を線形はり要素でモデル化した。また塑性ヒンジ部の履歴特性はTakedaモデルを用いた。基礎はフーチング底面の集約ばね (線形) としてモデル化し、並進及び回転ばねを考慮するものとした。支承部の履歴特性は、Case-A、Case-Bともにバイリニアモデル (移動硬化型) とした。なお、Case-Bにおいて、可動支承のすべり摩擦による影響は無視するものとし、制震ダンパーの履歴特性のみモデル化した。粘性減衰は、道示に示される Rayleigh 型減衰モデルを用いた。なお、モード減衰定数を算定する際の非線形部材の剛性の設定にあたっては、橋脚は降伏剛性、支承部は等価剛性を用いるものとした。各部材の減衰定数は、H29 道示 V の標準値に基づき、上部構造 (線形) は 2%、支承部 (非線形) は 0%、橋脚 (非線形) は 2%、基礎 (線形、Ⅱ種地盤上の杭基礎) は 20%とした。

入力地震動は、H29 道示 V に規定されるレベル 2 タイプⅡ地震動のⅡ種地盤における標準加速度波形を用いるものとした。なお、対象橋梁においては、タイプⅠ地震動よりタイプⅡ地震動の方が厳しい (橋脚及び支承部の最大応答変位が大きい) 条件であることを確認している。

ばらつきによる影響の評価において、各ケースの基準となる諸元の設定にあたっては、以下の指標を目標値とした。

- ・橋の 1 次モードの固有周期 : 1.4~1.5s
- ・橋脚の最大応答変位 (3 波平均) / 許容変位 : 0.9~1.0
- ・免震支承の最大応答変位 (3 波平均) / 許容変位 : 0.9~1.0 (※Case-A のみ)

ここで、1 次固有周期の目標値として、免震化により

表-1 各基準ケースの固有周期及び最大応答値

ケース	対象部材	最大応答値 (m)				1 次モードの固有周期 (s)
		Ⅱ-Ⅱ-1	Ⅱ-Ⅱ-2	Ⅱ-Ⅱ-3	3 波平均	
Case-A	橋脚	0.097	0.069	0.162	0.109 (0.99)	1.490
	支承部	0.428	0.382	0.395	0.401 (0.97)	
Case-B	橋脚	0.116	0.097	0.114	0.109 (0.98)	1.442
	支承部	0.339	0.220	0.251	0.270 ---	

長周期化されるケースを想定し、入力地震動の加速度応答スペクトルが低下する周期帯に設定した。免震支承の許容変位は、水平せん断ひずみ 250%に相当する変位とした。また、橋脚の許容変位は、既設橋の耐震補強における性能評価を想定し、国総研資料第 700 号<sup>6)</sup> 及び H14 道示 V<sup>7)</sup> の規定に基づく免震橋の RC 橋脚における許容変位に準じて、次式 (1) により算出した。

$$\delta a = \{(\delta u - \delta y) / 2\alpha\} + \delta y \quad (1)$$

δ a : 許容変位

δ u : 終局変位 , δ y : 降伏変位

α : 安全係数 (1.5 とする)

上部構造、橋脚、基礎の諸元は参考文献<sup>4)</sup> から変更しないものとし、支承部の諸元を調整することで、上記の条件を満足するように収束計算を行った。Case-A において、免震支承は、H30 道路橋支承便覧<sup>8)</sup> の鉛プラグ入り積層ゴム支承の規定を満足するように各種パラメータを設定した。Case-B においては、前述のとおり、制震ダンパーの二次剛性比を 1/50 と仮定した上で、一次剛性を Case-A とほぼ同等とし、降伏耐力の調整により応答値を満足させた。

以上より、設定した各基準ケースの固有周期及び各部材の最大応答変位 (3 波平均値) を表-1 に示す。いずれも目標値を満足することが確認できる。

### 3. 各部材における骨格曲線のばらつきの設定

部材の骨格曲線のばらつきによる応答への影響を評価するにあたって、免震支承、制震ダンパー、橋脚及び基礎において、それぞれ考慮するばらつきを設定する。以下に各部材のばらつきの設定値と設定根拠を示す。

#### (1) 支承部の骨格曲線のばらつき

##### a) 免震支承の骨格曲線のばらつき

H30 道路橋支承便覧より、鉛プラグ入り積層ゴム支承の品質管理においては、「有効設計変位に対する等価剛性が設計値の±10%以内」であることが求められる。したがって、本検討においては、基準ケースにおける設計変位の70%に相当する有効設計変位を用いて算出される等価剛性が、設計値の±10%の値となるように、二次形状係数を調整した。設定した各ばらつきケースの免震支承（一支承線分）の骨格曲線を図3に示す。

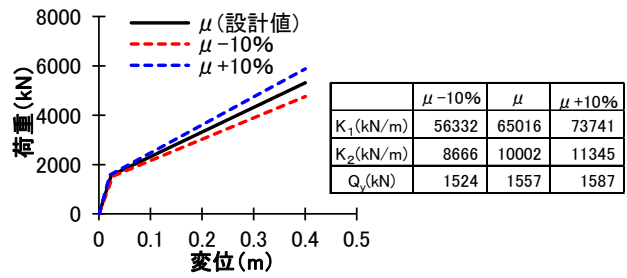


図3 免震支承の骨格曲線のばらつき

##### b) 制震ダンパーの骨格曲線のばらつき

制震ダンパーのばらつきは製品毎に異なり、現状、橋への使用にあたっての統一的な品質管理基準は定められていない。ここでは、文献<sup>9)</sup>に示される各ダンパーのばらつき量に関するデータ等を参考に、剛性及び降伏荷重が±10%の値となるようなばらつき（二次剛性比及び降伏変位は一定）を仮定した。なお、特定の製品は想定していないが、主に変位依存型の制震ダンパーを検討対象とした。設定した各ばらつきケースの制震ダンパー（一支承線分）の骨格曲線を図4に示す。

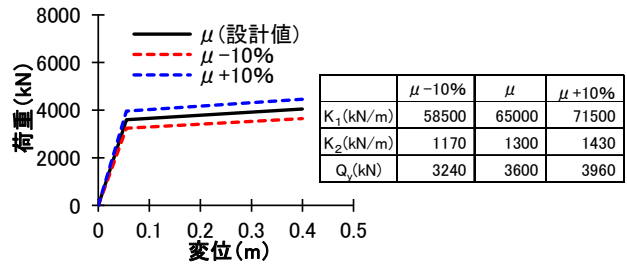


図4 制震ダンパーの骨格曲線のばらつき

#### (2) RC 橋脚の骨格曲線のばらつき

橋脚は完全弾塑性型でモデル化しており、橋脚柱基部（非線形回転ばね）の降伏点 ( $M_y$ ,  $\theta_y$ ) が応答に影響する。橋脚の降伏点の変動要因としては、主鉄筋の降伏強度  $\sigma_s$  の影響が極めて大きい<sup>2)</sup>。したがって、本検討では主鉄筋の降伏強度のばらつきのみ考慮するものとし、以下の3パターンの鉄筋降伏強度を用いて橋脚の骨格曲線を設定した。

- ・設計値 [基準ケース] : 295 N/mm<sup>2</sup>
- ・平均値 [設計値×1.20] : 354 N/mm<sup>2</sup>
- ・平均値+2σ [平均値+(1+2×0.07)] : 404 N/mm<sup>2</sup>

※平均値-2σは304N/mm<sup>2</sup>≒設計値のため検討省略

ここで、鉄筋降伏強度のばらつきの設定にあたっては、既往の文献<sup>2)</sup>を参考に、平均値（バイアス）を1.20、変動係数を0.07として設定した。

以上から、設定した各ばらつきケースの橋脚柱基部の骨格曲線を図5に示す。

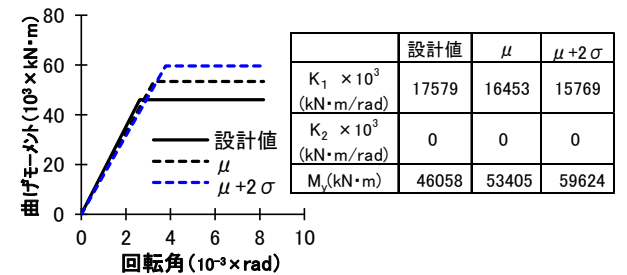


図5 橋脚柱基部の骨格曲線のばらつき

表-2 基礎の集約ばねのばらつき

		μ - 2σ	μ (設計値)	μ + 2σ
$K_V$	kN/m	3.729.E+05	1.072.E+06	2.467.E+06
$k_H$	kN/m <sup>3</sup>	1.845.E+04	7.961.E+04	2.306.E+05
$A_{xx}$	kN/m	9.230.E+05	2.762.E+06	6.134.E+06
$A_{x\alpha} (=A_{\alpha x})$	kN/rad	-2.136.E+06	-4.438.E+06	-7.553.E+06
$A_{\alpha\alpha}$	kN·m/rad	3.070.E+07	7.411.E+07	1.563.E+08

回転 ( $A_{\alpha\alpha}$ ) 及び水平回転連成 ( $A_{x\alpha}=A_{\alpha x}$ ) ばねを考慮しており、これらに影響するパラメータとして、杭の軸方向ばね定数  $K_V$  と水平方向地盤反力係数  $k_H$  のばらつきを考慮するものとした。H29 道示IV<sup>10)</sup> に示される  $K_V$  算出式を用いた場合の  $K_V$  のモデル誤差の統計量は、文献<sup>11,12)</sup> より、平均値 1.00、変動係数 0.50 [対数正規分布] と想定した。また、H29 道示IVの  $k_H$  のモデル誤差の統計量は、文献<sup>12)</sup> より、平均値 1.00、変動係数 0.70 [対数正規分布] と想定した。なお、 $K_V$  と  $k_H$  には明確な相関性はないと考えられるが、ここでは両者が同時に平均値+2σもしくは-2σのばらつきが生じた場合を想定して、基礎集約ばねの剛性を算出する。

以上から、設定した各ばらつきケースの基礎の集約ばねを表-2に示す。

#### (3) 基礎集約ばねの剛性のばらつき

本検討では、基礎の集約ばねとして、水平 ( $A_{xx}$ )、

#### 4. 骨格曲線のばらつきによる応答への影響

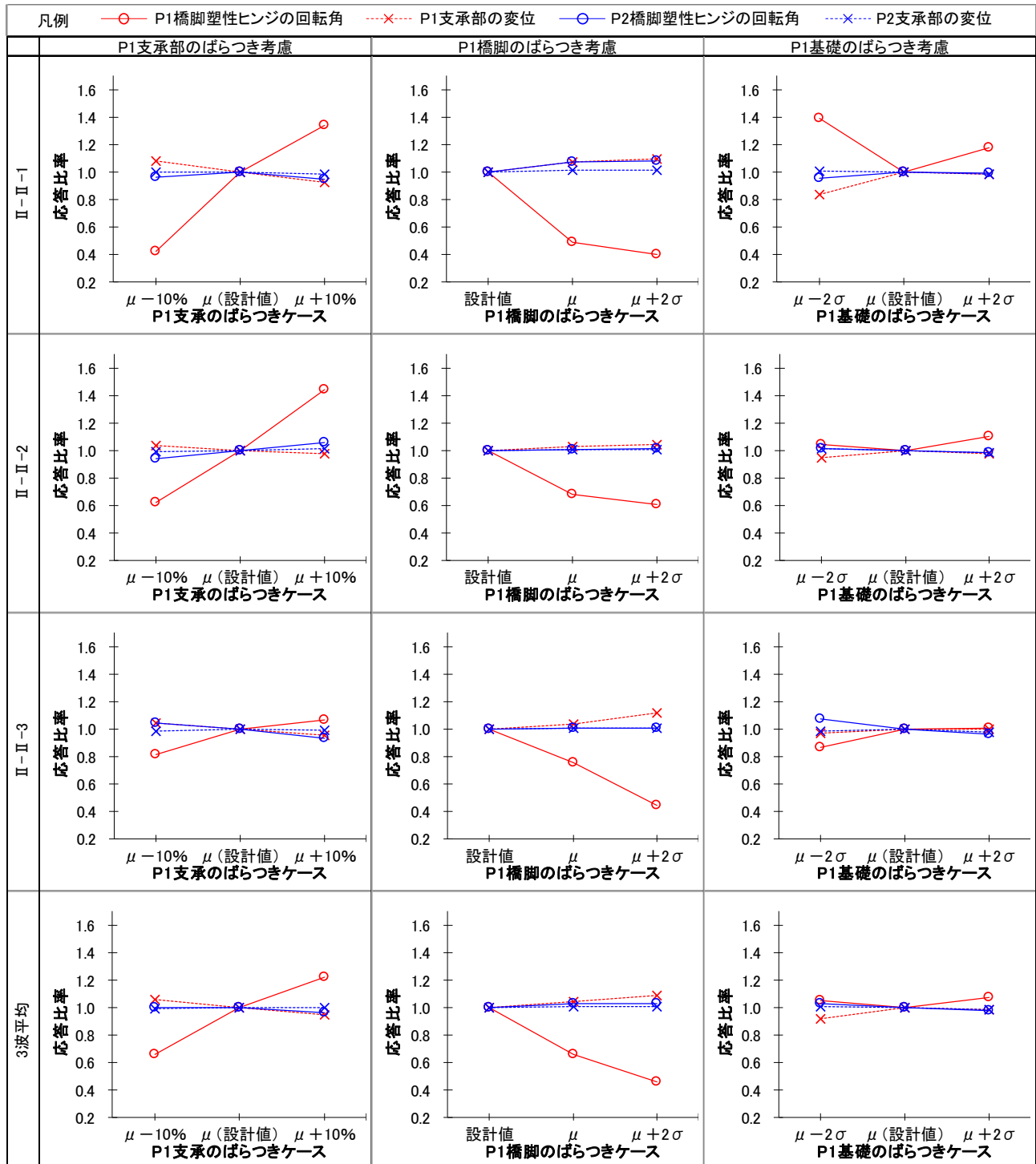
各基準ケースに対して、部材の骨格曲線のばらつきが各部材の応答に与える影響を検討する。なお、実際の橋では、単一の部材だけでなく、全ての部材がそれぞれにばらつきを持った状態となるが、ここでは、対象部材のみにばらつきを考慮した場合に、対象部材及び他部材の応答に与える影響を検討する。ばらつきを与える対象部材はP1支承部、P1橋脚及びP1基礎とする。

#### (1) Case-A (免震支承) の検討結果

表-3に、Case-Aにおける対象部材のばらつきに対する各部材の最大応答値のばらつきを示す。なお、縦軸の応答比率は、基準ケースの最大応答値（設計値：表-1参照）に対する各ケースの最大応答値の比率を示している。

まず、P1 支承部のばらつきを考慮した検討結果より、P1 支承部のばらつきは P1 橋脚の応答への影響が特筆して大きく、P1 支承部の剛性が大きいほど P1 橋脚の応答が大きくなる傾向にある。これは3波で共通した傾向で

表-3 各部材のばらつきに対する最大応答値のばらつき (Case-A)



あり、3波平均では基準ケースの最大応答値に対して0.66~1.22の比率でばらつきが生じている。また、P1 支承部の応答は P1 橋脚の応答と反対の傾向を示しており、橋脚と支承部の応答との間にはトレードオフの関係があることが確認できる。ただし、P1 橋脚に比べて P1 支承部の応答の変動比は小さい。これは、対象橋梁において、橋脚に比して支承部の変形量が多い（表-1 より、設計値で橋脚：支承部=1：4 程度）ことから、同等の変動量に対する比率が支承部の方が小さいためと考えられる。

ここで、それぞれの部材間の剛性及び応答の関係を考察するために、直列ばねと並列ばねの基本特性を図-6に示す。図中に示す通り、1 質点系の静的な力のつり合いで考えれば、直列に配置される部材同士は荷重が等しく、並列に配置される部材同士は変位が等しい。前者は同一橋脚上の支承部と橋脚等、後者は異なる橋脚の支承部同士等の関係である。この関係から P1 支承部の剛性のばらつきが各部材の応答に与える影響を考えると、前述のとおり、P1 支承部と P1 橋脚はトレードオフの関係にあることがわかる。一方で、P2 側への影響を考えると、並列の関係にある P1 支承部の剛性が小さくなるほど、P2 支承部及び P2 橋脚の応答は大きくなるはずであるが、表-3 の結果からは明確な相関は見られない。ここで、P1-P2 橋脚間には、図-7 に示す各部材の変形に起因する上部構造位置の水平変位が等しくなる関係がある。表4 より、支承部のばらつきケースにおける上部構造位置の水平変位の差は3波平均で7mm (513mm-506mm) と非常に小さい。これは、例えば  $\mu - 10\%$  のケースにおいて、P1 支承の水平変位の増加分と P1 橋脚の変形による上部構造位置の変位の減少分が重なり、打ち消しあった結果と考えられる。これにより、P1 橋脚上の上部構造位置の水平変位がほぼ変わらないことで、P2 側の応答に与える影響が小さかったものと考えられる。

次に、表-3 より、P1 橋脚のばらつきを考慮した検討結果について考察する。P1 橋脚の降伏耐力が大きくなるほど、P1 橋脚の応答は小さく、また P1 支承の応答は大きくなり、ここでも前述のトレードオフの関係が確認できる。また、P2 側の応答は、P1 支承部のばらつきを考慮した場合と同様に、応答の変動は小さい。これも前述と同様に、P1 支承部と P1 橋脚の応答の増減分がそれぞれ打ち消しあい、上部構造位置の水平変位としてほぼ変わらなかった（表4参照）ためと考えられる。

ここで、図-5 より、橋脚の降伏耐力の平均値  $\mu$  は設計値より 16%程度大きく、いわゆる過強度特性を持つが、この結果、平均値とした場合の P1 橋脚の応答は、設計値に対して 0.66 倍（3波平均）に小さくなっている。一方で、P1 支承部の応答は、設計値に対して 1.04 倍（3波平均）の増加に留まり、比較的影響は小さい。なお、橋脚の過強度特性による支承部の応答増加については、既

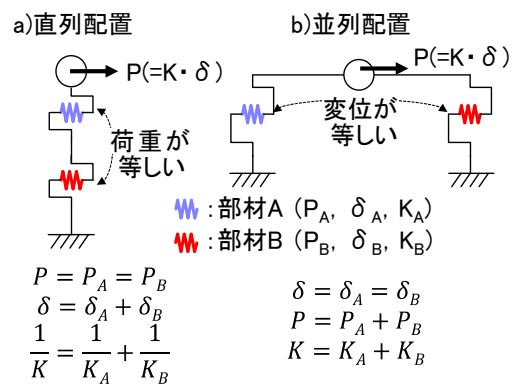


図-6 直列・並列ばねの基本特性（1 質点系）

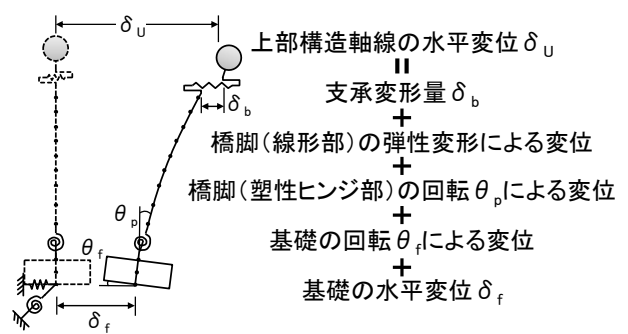


図-7 上部構造位置の水平変位の模式図

表-4 各ケースの上部構造位置の水平変位 (Case-A) [m]

ばらつきケース		II-II-1	II-II-2	II-II-3	3波平均
基準ケース		0.528	0.464	0.547	0.513
P1 支承	$\mu - 10\%$	0.528	0.461	0.550	0.513
	$\mu + 10\%$	0.514	0.468	0.535	0.506
P1 橋脚	$\mu$	0.537	0.465	0.548	0.517
	$\mu + 2\sigma$	0.537	0.466	0.546	0.517
P1 基礎	$\mu - 2\sigma$	0.528	0.469	0.555	0.517
	$\mu + 2\sigma$	0.521	0.455	0.534	0.503

往の文献<sup>13)</sup>で、この影響と相殺する関係にある免震支承のハードニングを考慮した解析による検討がなされている。ただし、H30 支承便覧において、免震支承はハードニングを考慮した設計モデルに見直されていることから、これらの関係性については、再度検討の余地がある。

最後に、表-3 より、P1 基礎のばらつきを考慮した検討結果について考察する。3波平均の結果より、支承部又は橋脚のばらつきによる影響に比べて、P1 基礎のばらつきによる P1 橋脚の応答への影響は小さい。これは、基礎の剛性が支承部又は橋脚に比べて格段に大きく、基礎にばらつきが生じたとしても、部材間の剛性バランスが大きく変わらないためと考えられる。ただし、橋脚と支承部で見られたようなトレードオフの関係はみられず、さらに、地震動波形によっても傾向が異なる。よって、基礎のばらつきによる影響が特に大きいと考えられる場合は、安全側の評価ができるよう、ばらつきを考慮した複数の条件で照査を行うなどの配慮が必要と考えられる。

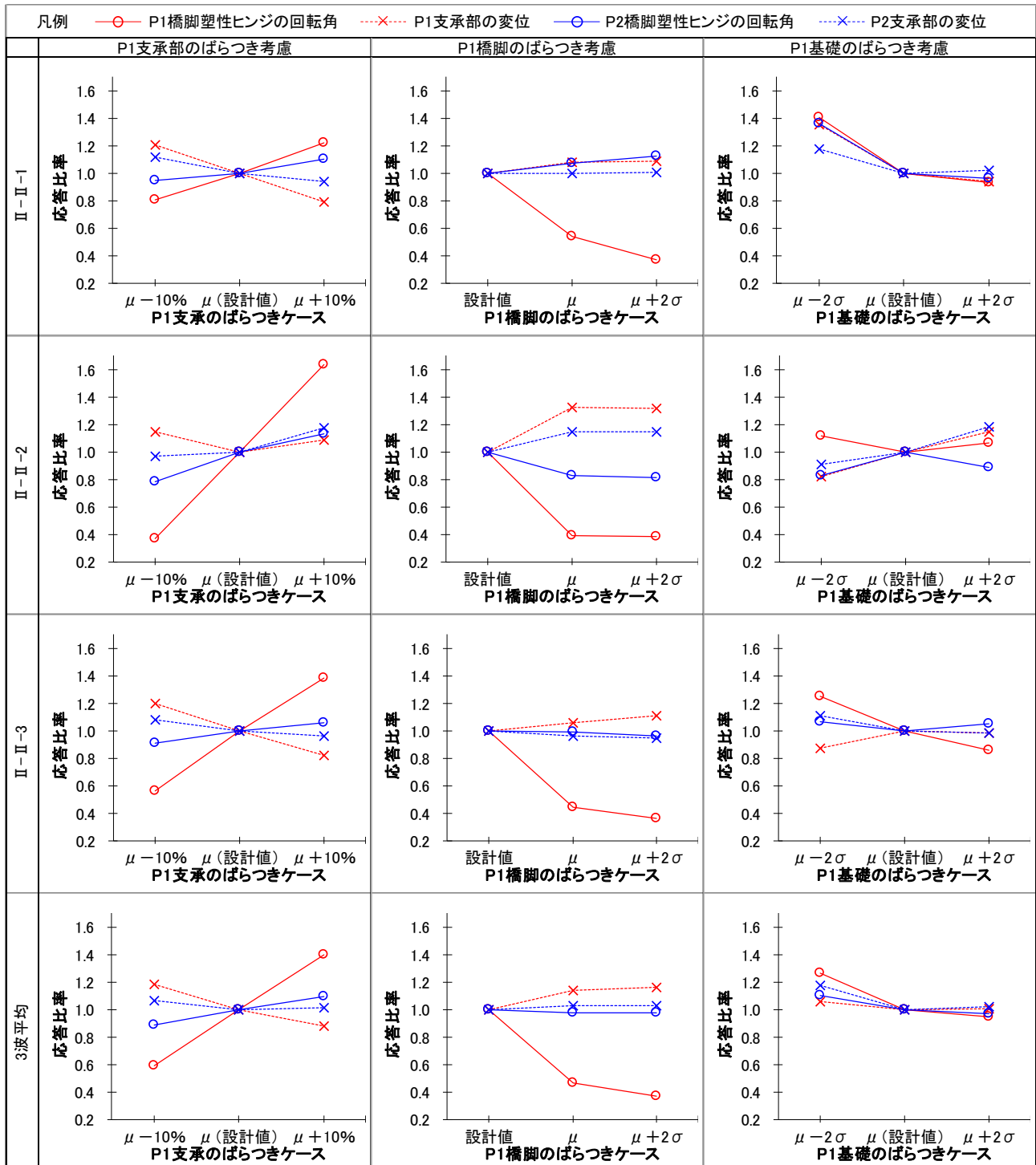
(2) Case-B (制震ダンパー) の検討結果

表-5 に、Case-B における対象部材のばらつきに対する各部材の最大応答値のばらつきを示す。

まず、P1 支承部のばらつきを考慮した検討結果より、Case-A と同様に、P1 支承部のばらつきが P1 橋脚の応答に与える影響は大きい。3 波平均では、基準ケース（設計値）における P1 橋脚の最大応答変位に対して 0.56～1.38 の比率でばらつきが生じており、Case-A と比較して変動が大きい。ここで、Case-A と Case-B の違いは支承部

の二次剛性の大きさである。文献<sup>5)</sup>では、2 質点系の簡易な動的解析モデルにより、二次剛性の違いに着目したばらつきの影響に関する検討結果から、非線形化部材同士が直列配置される構造では、二次剛性が小さいほど応答のばらつきが大きくなる傾向を確認している。今回の検討結果においても、この傾向と整合する結果が得られた。また、P1 支承部の応答は、P1 橋脚の応答と反対の傾向を示しており、Case-A と同様に、P1 支承と P1 橋脚の応答との間にはトレードオフの関係がみられる。また、

表-5 各部材のばらつきに対する最大応答値のばらつき (Case-B)



P1 支承部の応答は、Case-B では 3 波平均で 0.88~1.18 のばらつきが生じており、Case-A に比べて変動が大きい。ただし、本検討で想定した制震ダンパーはそれ単体では復元力をほとんど持っておらず、片方向に変位が蓄積していく挙動が生じる可能性もある。よって、両ケースの支承部の最大応答を単純に比較することで、一般的な傾向を把握することはできない。なお、実橋梁において、全支点が今回想定したような復元力を持たない支承条件になることは考えにくい。今回は Case-A との対比でモデル化範囲を限定した検討であることを記しておく。

Case-A ではほとんど見られなかった P2 側への影響について、P1 支承部のばらつきにより、P2 支承部及び P2 橋脚の応答に有意な差が見られる。P1 支承部の剛性が大きくなるほど、P2 支承部の応答が小さく、P2 橋脚の応答が大きくなる傾向である。つまり、P2 橋脚上の上部構造位置の水平変位において、支承部の変位と橋脚分の変位の割合が変動している。この要因として、P1 支承部と連動する関係（片方の応答が増加した際に、もう一方の応答も増加する関係）にある P2 支承部がまず影響を受け、さらに P2 支承部とトレードオフの関係にある P2 橋脚の応答が順に影響を受けていった可能性が考えられる。例えば、P1 支承部の剛性が大きくなると、  
 [P1 支承部の応答減→P2 支承部の応答減→P2 橋脚の応答増] というように、対象部材から近い位置に配置される部材から順番に影響を受けた結果、表-3 のような傾向となった可能性が示唆される。ただし、本検討の結果からは、上記の点における Case-A と Case-B の違いを明らかにするには至っていない。

次に、表-5 より、P1 橋脚のばらつきを考慮した検討結果について考察する。Case-A と同様に、P1 橋脚の降伏耐力が大きくなるほど、P1 橋脚の応答は小さく、また P1 支承の応答は大きくなり、支承部と橋脚のトレードオフの関係が確認できる。ここで、地震動波形 II-II-2 の結果においては、 $\mu$  のケースと  $\mu+2\sigma$  のケースでほとんど応答の差が生じていない。これは、図-8 からわかるように、P1 橋脚の降伏耐力を平均値  $\mu$  とした時点で、P1 橋脚の応答がほぼ弾性域に収まっており、 $\mu+2\sigma$  でそれ以上降伏耐力が大きくなっても、応答が変わらなかったためと考えられる。

P2 側への影響については、3 波平均の結果より、Case-A と概ね同様の傾向を示しており、応答の変動は小さい。ここで、表-6 に各ケースの上部構造位置の水平変位を示す。前述のとおり、ケース毎に上部構造位置の水平変位の差が小さい（※P1 基礎のばらつきケースを除く）のは、支承の水平変位の増加分と橋脚の変形による上部構造位置の変位の減少分が重なった結果と考えられる。一方で、地震動波形によって、P2 支承部及び P2 橋脚の応答の増減傾向が異なり、明確な相関は確認できなかった。

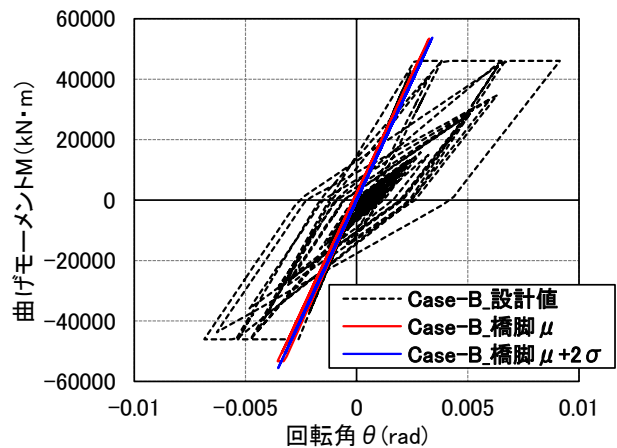


図-8 P1 橋脚の M-θ 履歴 (Case-B, II-II-2)

表-6 各ケースの上部構造位置の水平変位 (Case-B) [m]

ばらつきケース	II-II-1	II-II-2	II-II-3	3波平均	
基準ケース	0.404	0.293	0.335	0.344	
P1 支承	$\mu-10\%$	0.461	0.288	0.359	0.369
	$\mu+10\%$	0.370	0.311	0.321	0.334
P1 橋脚	$\mu$	0.408	0.330	0.324	0.354
	$\mu+2\sigma$	0.412	0.329	0.322	0.355
P1 基礎	$\mu-2\sigma$	0.639	0.279	0.372	0.430
	$\mu+2\sigma$	0.372	0.343	0.327	0.347

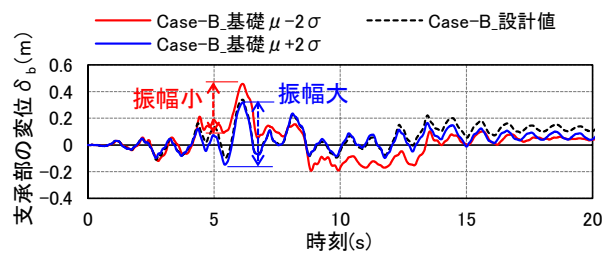


図-9 P1 支承の応答変位時刻歴 (Case-B, P1 基礎のばらつき考慮, II-II-1)

最後に、表-5 より P1 基礎のばらつきを考慮した検討結果について考察する。3 波平均の結果より、P1 基礎の剛性が大きくなるほど、全体の応答が減少する傾向を示している。ここで、図-6 に示す部材間の関係からは、P1 基礎の剛性が大きくなるほど、P1 橋脚及び P1 支承部の応答が増加し、P2 橋脚及び P2 支承部の応答は減少することが予想されるが、本検討結果においては、地震動波形によって傾向が異なり、明確な相関性は確認できなかった。ただし、P1 橋脚については、各地震動波形に共通する傾向として、 $\mu-2\sigma$  のばらつきケースで、応答が増加しており、これは前述の関係性とは反対の傾向である。すなわち、動的解析のモデル化を行う上で、基礎の剛性を大きく見込んでおくことが、橋脚及び支承部の応答に対して、必ずしも安全側の評価（応答を大きめに評価する）であるとは言えない可能性を示唆している。この要因として、図-9 に示すように、基礎の剛性が小さいケースでは、支承部（制震ダンパー）の振幅量が全体的

に小さくなっており、これにより制震ダンパーによる履歴エネルギー吸収量が減少し、橋全体系としての減衰能が低下した可能性等が考えられる。なお、基礎を線形の集約ばねでモデル化しており、基礎の履歴吸収エネルギーが考慮されていないことから、橋全体系としての減衰能を過少に評価している可能性があるものの、現時点ではこれらの影響を定量的に評価するには至っていない。

### (3) 設計における留意事項に関する一考察

(1)(2)の検討結果より、Case-AとCase-Bにおける各部材のばらつきによる応答への影響を比較すると、地震動波形により傾向のばらつきはあるものの、Case-Bにおける応答のばらつきの方が大きくなる傾向が確認された。これは、既往の簡易モデルによる検討結果<sup>9)</sup>と整合しており、支承部と橋脚で非線形化を考慮する構造系において、橋脚支承部を免震支承と比して二次剛性の小さい部材（例：可動支承部に制震ダンパーを設置する場合等）で構成する場合、H29道示Vに規定される免震橋に比べて、部材のばらつきに対する応答のばらつきが大きい、すなわち信頼性の低い構造系となる可能性が高いことを示している。これに対して、橋脚や支承部の制限値の設定にあたって、免震橋の場合より安全余裕を大きく確保することで信頼性を確保することも考えられるが、設計の合理性の確保や損傷制御の観点からは、過大な応答のばらつきが生じないような構造とすることが望ましい。したがって、橋脚上の支承部は一定の二次剛性を確保する等、直列する系内で極端に二次剛性が小さい部材同士が複数箇所非線形化しないように適用方法に留意する必要がある。

## 5. 結論

本稿では、支承部（免震支承又は制震ダンパー）及び橋脚柱基部で非線形化する構造系を対象に、多質点骨組みモデルを用いた非線形動的解析により、各部材の骨格曲線のばらつきが橋の応答に与える影響について検討した。解析結果から得られた知見と、それを踏まえた設計における留意事項に関する一考察を以下に述べる。

### a) 支承部の骨格曲線のばらつきによる応答への影響

支承部とそれを支持する橋脚の応答は、トレードオフの関係にあり、支承部の剛性が大きくなるほど、支承部の応答は小さく、橋脚の応答は大きくなる。この傾向は、Case-A（免震支承）とCase-B（可動支承+制震ダンパー）の両方で確認されたが、二次剛性が小さいCase-Bでは、Case-Aよりも応答の変動が大きいことが確認された。一方で、支承部と橋脚の応答変位の増減をそれぞれが打消しあうことで、上部構造位置の水平変位は大きく変わらず、その結果、他橋脚の応答に与える影響は小さいこと

が確認された。

### b) 橋脚の骨格曲線のばらつきによる応答への影響

支承部の骨格曲線のばらつきによる影響と同様に、支承部と橋脚のトレードオフの関係が確認された。また、Case-BはCase-Aに対して、各部材の応答のばらつきが大きく、橋脚の降伏耐力の過強度特性を考慮した平均値を用いた場合に、橋脚がほぼ弾性域に留まる程度の応答に低減された。

### c) 基礎の剛性のばらつきによる応答への影響

Case-A、Case-Bともに、基礎の剛性のばらつきと各部材の応答との間には明確な相関が確認されなかったが、Case-BはCase-Aに比べて相対的にばらつきの影響が大きい傾向が確認された。この結果から、複数種類の部材が非線形化する構造系においては、動的解析のモデル化を行う上で、基礎の剛性を大きく見込んでおくことが、橋脚及び支承部の応答に対して、必ずしも安全側の評価（応答を大きめに評価する）であるとは言えない可能性が示唆された。したがって、基礎のばらつきによる影響が特に大きいと考えられる場合は、安全側の評価ができるよう、ばらつきを考慮した複数の条件で照査を行うなどの配慮が必要と考えられる。

### d) 設計における留意事項に関する一考察

橋脚の塑性化を見込んだ上で、橋脚支承部を免震支承と比して二次剛性の小さい非線形化部材で構成する場合、H29道示Vに規定される免震橋と同等の信頼性は得られない可能性が高い。したがって、橋脚上の支承部は一定の二次剛性を確保する等、直列する系内で極端に二次剛性が小さい部材同士が複数箇所非線形化しないように適用方法に留意する必要がある。

なお、本稿で対象とした橋梁は、概略的な検討により、実務上適当な範囲で各種パラメータを設定しているが、限られた条件下における検討結果であり、これらの結果の一般性の確認には引き続き検討を要する。特に、制震ダンパーが有するばらつきについては、本検討で仮定した抵抗荷重以外のばらつき要素も当然考えられるため、それらが応答に与える影響についても検証の必要がある。

また、Ⅲ種地盤や液状化のおそれのある地盤上の橋梁等においては、今回対象としたⅡ種地盤上の橋梁に比べて、基礎のばらつきによる応答への影響が大きくなることが予想され、これらの影響も踏まえて、非線形化部材の組合せの影響について検証する必要がある。

今後は、より広い条件下での知見を蓄積するとともに、現行の技術基準が求める性能水準を定量的に把握し、基礎や上部構造等も含めた複数部材に非線形化を考慮する場合の個々の部材に求められる具体的な要求事項、管理水準、検証方法及び適用条件の提案に向けた検討を進めていきたい。

## REFERENCES

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017. [Japan Road Association: SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, Part V: Seismic Design, 2017]
- 2) 足立幸朗：激震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，京都大学博士論文，2002. [Adachi, Y.: *Gekishindouka ni okeru menshin kyoryo kozo no shinraisei hyouka to genkaijoutai sekkeihou ni kansuru kenkyu*, Kyoto University, doctoral thesis, 2002]
- 3) 庄司学，川島一彦，斎藤敦：免震支承と RC 橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震設計に関する実験的検討，土木学会論文集，No.682/I-56, pp.81-100, 2001.7 [Shoji, G. Kawashima, K. Saito, A.: Cyclic Loading Test to Clarify Nonlinear Behavior of an Isolated Bridge Supported by High Damping Rubber Bearings, *Proceedings of JSCE*, No.682, I-56, pp.81-100, 2001.]
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997. [Japan Road Association: *Dourokyou no taishinsekkei nikansuru siryou*, 1997]
- 5) 藤岡健祐，廣江亜紀子，大住道生：非線形化部材の配置と履歴特性のばらつきが地震応答に与える影響に関する基礎的検討，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム，講演論文集，pp.309-316, 2022. [Fujioka, K. Hiroe, A. Ohsumi, M.: hisenkeikabuzai no haichi to rirekitokusei no baratsuki ga jishinoutou ni ataeru eikyou ni kansuru kisoteki kentou, *Proceedings of the 25th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp.309-316, 2022.]
- 6) 玉越隆史，白戸真大，星隈順一，堺淳一：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国総研資料第700号，土研資料第4244号，2012 [Tamakoshi, T. Shirato, M. Hoshikuma, J. and Sakai, J.: Technical Note on Seismic Retrofit Design of Existing Bridges, *Technical Note of NILIM*, No.700, *Technical Note of PWRI*, No.4244, 2012]
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002. [Japan Road Association: SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, Part V: Seismic Design, 2002]
- 8) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2018. [Japan Road Association: *Dorokyoshisho binran*, 2018]
- 9) 国土交通省：道路橋の耐震性向上に資する制震ダンパー技術，テーマ設定型の比較表，NETIS. <https://www.netis.mlit.go.jp/netis/pubtheme/themesettings> (最終閲覧日：2022年9月9日) [Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism: Dorokyo no taishinsekoujou ni shisuru seishin damper gijutsu, NETIS. <https://www.netis.mlit.go.jp/netis/pubtheme/themesettings> (accessed 2022-09-09)]
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2017. [Japan Road Association: SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, Part V: SUBSTRUCTURES, 2017]
- 11) 七澤利明，河野哲也，宮原清，大城一徳：杭の軸方向の支持力及びびねり定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究，土木研究所資料，第4374号，2018. [Nanazawa, T. Kouno, T. Miyahara, K. and Oshiro, K.: Kui no shijiryoku oyobi banejousu suiteishiki no minaoshi to suiteiseido no hyouka ni kansuru kenkyu, *Technical Note of PWRI*, No.4374, 2018]
- 12) 七澤利明，河野哲也，坂下学：道路橋杭基礎の性能規定及び部分係数設計法に関する研究，土木研究所資料，第4382号，2018. [Nanazawa, T. Kouno, T. and Sakashita, G.: Dourokyou kui kiso no seinoukitei oyobi bubunkeisu sekkeihou ni kansuru kenkyu, *Technical Note of PWRI*, No.4382, 2018]
- 13) 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梁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. [Adachi, Y. and Unjoh, S.: 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, *Journal of structural engineering*, Vol.47A, pp.905-916, 2001.]

## EFFECT OF UNCERTAINTIES IN MEMBER SKELETON CURVE ON SEISMIC RESPONSE IN STRUCTURAL SYSTEMS WITH BOTH PIERS AND BEARINGS NONLINEAR

Kensuke FUJIOKA, Akiko HIROE and Michio OHSUMI

Regarding the combination of non-linear members in the design for level 2 earthquake, it is standardized to limit the number of non-linear members to one type in the specifications for highway bridges. On the other hand, it is explained that nonlinearity can be considered for multiple types of members when it is considered that the seismic response characteristics can be evaluated appropriately, such as for seismic isolation bridges. However, the specific requirements in that case are not clearly indicated.

Therefore, in this study, we examine the effects of uncertainties on the seismic response of bridges with the aim of clarifying the requirements and verification methods when considering nonlinearity in multiple types of members. This paper assumes two patterns of structural systems using seismic isolation bearings or seismic control dampers in bearings, and reports the results of examining the effects of uncertainties in the skeleton curve of each member on the response of the bridge through dynamic analysis.