

# 論文 超過作用下における免震支承—RC 橋脚系の非線形地震応答特性に関する基礎的研究

松崎 裕\*1

**要旨:** 設計地震動に対して限定的な塑性変形に抑えられている免震橋における RC 橋脚は、設計地震動よりも強い超過作用下において、設計における想定とは異なり、大きく塑性化し得ることを踏まえて、安全性・復旧性を担保するための構造技術戦略を検討する必要がある。そこで、本研究では、設計用加速度応答スペクトルにフィッティングした地震動群を用いて、地震動の振幅倍率と構造系の非線形応答特性の関係に関する基礎的検討を行った。その結果、免震支承—RC 橋脚間の終局耐力比を適切に確保することにより、超過作用下であっても、免震支承のハードニングと RC 橋脚の塑性化進展を抑制できることを明らかにした。

**キーワード:** 超過作用, 免震支承, RC 橋脚, 終局耐力比, 非線形地震応答, ばらつき

## 1. はじめに

免震支承—RC 橋脚系は、設計地震動作用下においては、免震支承において確実にエネルギー吸収を図るべく、その RC 橋脚の変位の制限値は、非免震橋における RC 橋脚のその 0.5 倍とされている<sup>1)</sup>。一方で、設計地震動を超過する強度を有する地震動作用(以降では、超過作用と呼ぶ。)では、免震支承のせん断ひずみが増加して、免震支承から RC 橋脚への伝達荷重が増加する結果、RC 橋脚においても塑性化が進展する場合があります<sup>2)5)</sup>、免震支承や RC 橋脚といった個別の部材・装置だけでなく、両者の相互作用を踏まえて安全性・復旧性を評価する必要がある。著者らも、漸増動的解析<sup>6)</sup>により、経年劣化した免震支承—RC 橋脚系を対象として、設計地震動 3 波に対する応答に基づいて<sup>4)</sup>、あるいはフラジリティ曲線に基づいて<sup>5)</sup>検討したが、RC 橋脚の塑性化が進展することを踏まえると、坂井・室野<sup>7)</sup>が示しているように、地震動の位相特性の違いによる非線形応答のばらつきが増加することが示唆される結果を得ている。従って、超過作用下を含めて、こうした非線形応答のばらつきの定量的評価とそれを踏まえた構造技術戦略の立案が必要である。さらには、免震支承のせん断ひずみが増加した最終結果として、免震支承が破断すると、速やかな機能回復に支障が生じる。また、橋梁用の免震支承は受注生産品であり、破断した場合には恒久復旧に時間と費用を要する。こうした課題を生じさせる免震支承の破断を防止することは、部材のせん断破壊を防止することと同様に、構造系としての粘り強い挙動を保証するために必要な前提条件でもある。

以上を踏まえ、超過作用下における免震支承—RC 橋

脚系の構造技術戦略を検討するための基礎的研究として、本研究では、坂井・室野<sup>7)</sup>と同様に、設計用加速度応答スペクトルにフィッティングした位相特性の異なる地震動群を用いて、地震動強度の増加に伴う免震支承—RC 橋脚系の非線形応答特性を評価する。さらには、その評価結果を踏まえて、超過作用下において、免震支承—RC 橋脚系として過大な非線形応答を生じにくくし、致命的な損傷を抑制させるための構造諸元の在り方について基礎的考察を行う。

## 2. 解析対象とした免震支承—RC 橋脚系と解析条件

### 2.1 解析対象とした免震支承—RC 橋脚系

解析対象としたのは、I 種地盤<sup>1)</sup>において RC 橋脚 1 基の天端に平面形状が正方形の免震支承(LRB)5 基が設置された表-1 に示す構造系であり、いずれも設計地震動に対する免震設計の照査<sup>1)8)</sup>を満足させている。なお、LRB の天然ゴム材は G10 であり、コンクリート圧縮強度や鉄筋の降伏強度等の材料特性は同一とした上で、主に寸法を変化させて、設計値ベースで表-2 に示すように力学的諸元を変化させている。表-2 における免震支承の諸量は、図-1 に示す免震支承の水平荷重—水平変位関係に基づいており、構造系の等価固有周期  $T_{EQ}$  は、表-2 に示す免震支承の等価剛性  $K_{BEQ}$  および RC 橋脚の降伏剛性  $K_{CY}$  に基づいて算定している。英字部分が共通な構造系は、同一の RC 橋脚を有しており、式(1)に示す免震支承—RC 橋脚間における終局耐力比  $R_{QU}$ <sup>5)</sup>が変化した場合の影響を評価するものである。英字部分が異なる RC 橋脚間では、降伏震度が異なっており、構造系 A1 を基準とすると、1) 構造系 B1 はレベル 2 地震動に対する免

\*1 防衛大学校 システム工学群建設環境工学科講師 博(工) (正会員)

表-1 解析対象とした免震支承-RC 橋脚系の形状・寸法等に関する諸元

構造系		A1	A2	A3	B1	B2	B3
上部構造	質量	600ton					
免震支承 (LRB)	有効断面寸法(正方形)	430mm	520mm	580mm	430mm	520mm	640mm
	ゴム総厚	80mm	110mm	130mm	80mm	110mm	160mm
	1層当たりのゴム厚	8mm	11mm	13mm	8mm	11mm	16mm
	鉛プラグの直径, 本数	70mm×4本	70mm×4本	90mm×4本	70mm×4本	70mm×4本	90mm×4本
	1次形状係数	13.4	11.8	11.2	13.4	11.8	10.0
	2次形状係数	5.4	4.7	4.5	5.4	4.7	4.0
RC 橋脚	基部断面寸法, 橋脚高	2500mm×2200mm, 10000mm			2700mm×2400mm, 10000mm		
	質量	234ton			265ton		
	軸方向鉄筋比	1.50%			1.65%		
	横拘束筋体積比	1.03%			0.85%		

表-2 解析対象とした免震支承-RC 橋脚系の力学的特性

構造系	免震支承 (LRB5 基分)					RC 橋脚				構造系の 等価 固有周期 $T_{EQ}$ (s)	終局 耐力比 $R_{QU}$
	降伏 剛性 $K_{B1}$ (MN/m)	等価 剛性 $K_{BEQ}$ (MN/m)	降伏 耐力 $Q_{BY}$ (MN)	ハードニング 開始点における 水平荷重 $Q_{BH}$ (MN)	破断 耐力 $Q_{BR}$ (MN)	降伏 剛性 $K_{CY}$ (MN/m)	降伏 耐力 $Q_{CV}$ (MN)	降伏 変位 (mm)	終局 変位 $\delta_{s3}$ (mm)		
A1	48.3	12.8	0.758	1.83	5.40	77.5	2.91	37.6	236	1.73	1.86
A2	60.4	13.2	0.758	2.69	7.75					1.71	2.66
A3	56.8	14.2	1.25	3.33	9.78					1.66	3.36
B1	48.3	12.8	0.758	1.83	5.40	114	3.99	35.1	219	1.72	1.35
B2	60.4	13.2	0.758	2.69	7.75					1.70	1.94
B3	61.0	13.8	1.25	4.06	11.8					1.67	2.95

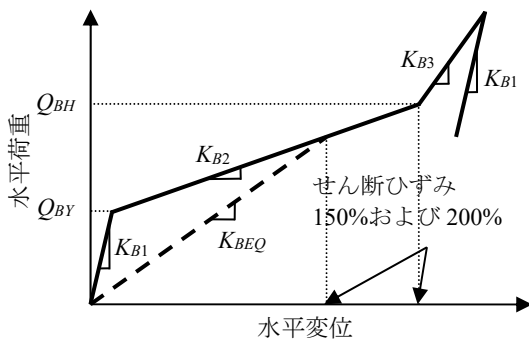


図-1 免震支承の水平荷重-水平変位関係

震支承のせん断ひずみが同程度, 2) 構造系 B2 は同程度の終局耐力比としている。

$$R_{QU} = Q_{BR} / Q_{CV} \quad (1)$$

ここに,  $Q_{BR}$ : 免震支承の破断耐力,  $Q_{CV}$ : RC 橋脚の終局耐力である。

## 2.2 解析モデル

上部構造-免震支承-RC 橋脚から成る図-2に示す2質点2自由度系モデルを用いて, 橋軸方向を対象として, 時刻歴応答解析を行った。その際, 免震支承の水平荷重-水平変位関係の骨格曲線としては, 図-1に示すハー

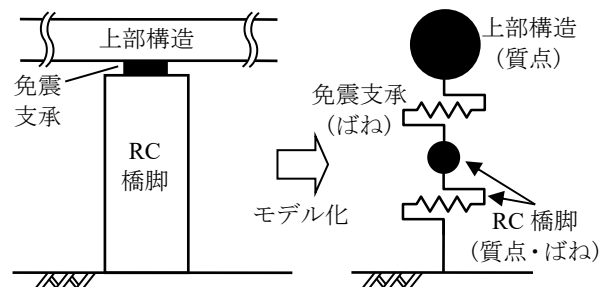


図-2 対象構造と解析モデル

ドニングを考慮したトリリニア型モデルを用いた。骨格曲線に関する剛性  $K_{B1} \sim K_{B3}$  および等価剛性  $K_{BEQ}$  に関する各剛性の比は  $K_{B1}:K_{B2}=6.5:1^8)$ ,  $K_{BEQ}:K_{B3}=1:2.59^9)$ とした。RC 橋脚については, 骨格曲線を完全弾塑性型とし, 履歴曲線を Takeda 型モデル<sup>9)</sup>(除荷時剛性低下指数: 0.4)で与えた。従って, RC 橋脚の降伏耐力と終局耐力は等しいものとしてモデル化している。構造系 A1 と構造系 A3 を例に, 免震支承と RC 橋脚の水平荷重-水平変位関係の骨格曲線を図-3に示す。時刻歴応答解析は, Newmark  $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )により行った。減衰は, 各要素の減衰定数として, 免震支承は 0%, RC 橋脚は 2%とし,

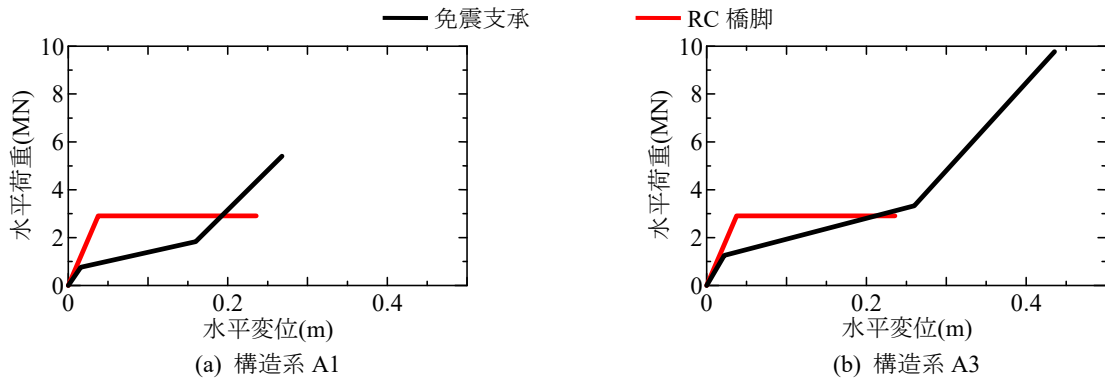


図-3 免震支承とRC橋脚の水平荷重-水平変位関係の骨格曲線

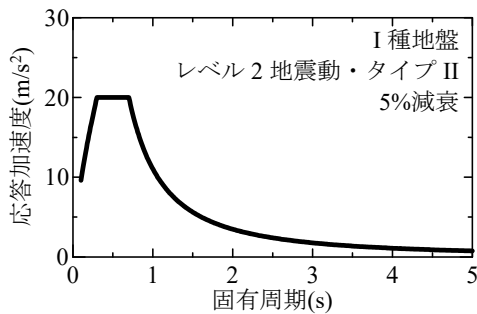


図-4 標準加速度応答スペクトル<sup>1)</sup>

表-3 スペクトルフィッティングを行った観測記録

地震	観測点(成分)
兵庫県南部地震 (1995年)	JMA 神戸海洋気象台(NS, EW), 阪神高速道路公団猪名川(NS, EW)
鳥取県西部地震 (2000年)	KiK-net 日野(NS, EW)
新潟県中越地震 (2004年)	K-NET 小千谷(NS, EW), KiK-net 長岡(NS, EW)
能登半島地震 (2007年)	K-NET 富来(EW), K-NET 輪島(NS, EW)
岩手・宮城内陸地震 (2008年)	KiK-net 一関西(NS, EW), KiK-net 一 関東(NS, EW), KiK-net 東成瀬(EW)
熊本地震 (2016年)	K-NET 一の宮(NS, EW), K-NET 大 津(NS, EW), KiK-net 小国(EW), KiK-net 菊池(NS), K-NET 高森(EW)

Rayleigh 減衰により評価した。

### 2.3 入力地震動群

解析対象構造系が架設された I 種地盤上における観測記録を図-4 に示すレベル 2 地震動・タイプ II の標準加速度応答スペクトル<sup>1)</sup>に対して、0.1s~5s の固有周期帯における平均誤差が 5%以下となるようにフィッティングさせた地震動群を振幅倍率 1.0 倍の地震動群として用いる。スペクトルフィッティングの際、過度に観測記録の特性を変化させないように、解析対象とする免震橋にとって重要な固有周期帯である 1.0s~2.0s の範囲において、特に標準加速度応答スペクトルと近い特性を有する

表-3 に示す 25 観測記録を選定した。スペクトルフィッティングを行った地震動群に振幅倍率を乗じることで、所定の振幅倍率の地震動作用下における構造系の非線形地震応答特性を評価した。

### 2.4 漸増動的解析

スペクトルフィッティングを行った地震動群を用いて、位相特性の相違による地震応答のばらつきを含めて、地震動強度の変化が免震支承-RC 橋脚系の非線形応答特性に及ぼす影響を評価することが本研究の主目的である。そのため、地震動以外のパラメータは確定値を用いるが、表-4 に示す各種不確定要因<sup>1),3),10)</sup>における公称値と実際の値の相違を考慮し、各種算定式による算定値は安全側の配慮のない値を用いることから、平均値を用いる。そこで、表-4 に示す平均値ベースで、スペクトルフィッティングを行った 25 地震動を対象として、振幅倍率を 0.1 倍~2.0 倍まで 0.1 倍刻みで漸増動的解析<sup>6)</sup>を行い、各振幅倍率において、免震支承および RC 橋脚の応答値の平均値、標準偏差を算定する。その際、2.2 の解析モデルに従って応答解析を終えた後、限界値を超過した応答が生じたかを評価するため、免震支承の破断を考慮した応答解析は行っていない点には注意されたい。なお、RC 橋脚の変形能としては、設計上の限界状態 3 に対応する制限値<sup>1)</sup>を用いるが、当該の域値を超過してもすぐに倒壊するわけではなく、安全側の値である。

## 3. 超過作用下における免震支承-RC 橋脚系の非線形地震応答特性

### 3.1 免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比の影響

構造系 A1~A3 に対する地震動の振幅倍率と免震支承および RC 橋脚の応答の関係を図-5 に示す。まず、免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比が最も小さい構造系 A1 については、設計地震動に対応する振幅倍率 1.0 倍の地震動に対して、平均値ベースで、免震支承には 239%のせん断ひずみが生じており、RC 橋脚には降伏変位の 0.99 倍の応答変位が生じている。図-3(a)から明らかのように、RC 橋脚の降伏耐力  $Q_{CY}$  は免震支承のハードニング

表-4 免震支承-RC 橋脚系に介在する不確定要因

不確定要因		分布	特性値	平均値/特性値	変動係数
上部構造	質量	正規分布	600ton	1.05 <sup>3)</sup>	0.05 <sup>3)</sup>
免震支承	降伏耐力 $Q_{BY}$		表-2 に示す値	1.13 <sup>3)</sup>	0.18 <sup>3)</sup>
	剛性 $K_{B1}$		表-2 に示す値	1.00 <sup>3)</sup>	0.07 <sup>3)</sup>
	破断ひずみ		250% <sup>3)</sup>	1.34 <sup>3)</sup>	0.11 <sup>3)</sup>
RC 橋脚	コンクリートの圧縮強度		23.5N/mm <sup>2</sup>	1.20 <sup>3)</sup>	0.10 <sup>3)</sup>
	鉄筋の断面積		公称値	0.97 <sup>3)</sup>	0.01 <sup>3)</sup>
	鉄筋の降伏強度		295N/mm <sup>2</sup>	1.20 <sup>3)</sup>	0.07 <sup>3)</sup>
	鉄筋の弾性係数		2.06×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	0.97 <sup>3)</sup>	0.01 <sup>3)</sup>
	質量		表-1 に示す値	1.05 <sup>3)</sup>	0.05 <sup>3)</sup>
	終局変位 $\delta_{s3}$		道路橋示方書 <sup>9)</sup> に基づく算定値	1.062 <sup>10)</sup>	0.181 <sup>10)</sup>

\* 各不確定要因のパラメータの平均値は、表中に示される特性値に平均値/特性値の値を乗じることで得られる。

開始点(せん断ひずみ 200%)における水平荷重  $Q_{BH}$  よりも大きく、超過作用下では、RC 橋脚の塑性化が進むとともに、免震支承もハードニングを生じさせながら大きく変形している。結果として、免震支承の(平均値+標準偏差)の応答が免震支承の破断ひずみに関する(平均値-標準偏差)を超過するのは、振幅倍率1.3倍の時点である。前述したように、RC 橋脚における限界状態 3 の制限値は、設計上の安全側の値であり、倒壊には余裕があるが、構造系 A1 の場合には、超過作用下において、免震支承の破断により構造系としての終局的損傷が決定されることを示している。また、RC 橋脚の応答特性の観点で見ると、振幅倍率 0.5 倍では変動係数が 10%未満であるものの、振幅倍率 1.5 倍では変動係数が 40%程度となっており、RC 橋脚が降伏すると、地震動強度の増加による RC 橋脚の非線形応答の進展に加えて、応答変位のばらつきが急増する点にも注意が必要である。一方で、免震支承のせん断ひずみのばらつきは、最大でも 15%~20%程度であり、ハードニングが生じる領域ではせん断ひずみの進展が抑制され、10%以下に過ぎない。

次に、構造系 A1 を基準として、免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比がより大きい構造系 A2 および A3 を見ると、終局耐力比の増加とともに、同一の振幅倍率における免震支承のせん断ひずみが低減している。破断耐力が増加している一方で、応答値が低減しており、両者が乖離して、免震支承の破断が生じにくい方向に変化している。これは、図-3(b)のように、構造系 A3 では、 $Q_{BH} > Q_{cu}$  であり、免震支承にハードニングが生じるような大変形が抑制されるからである。ここで、足立<sup>3)</sup>が動的増幅効果と指摘しており、著者ら<sup>5)</sup>も示したように、特に免震支承にハードニングが生じて、免震支承と RC 橋脚の両者が位相差を伴う非線形挙動を生じる地震動強度では、RC 橋脚の終局耐力の数割増の荷重が免震支承に作用す

る。一方、免震支承における変形が上記のようにハードニングを生じない程度まで抑制されることにより、動的増幅効果を考慮しても、RC 橋脚への伝達荷重は減少する。その結果として、終局耐力比が大きい程、図-5 において超過作用下における RC 橋脚の曲線が右側にシフトし、RC 橋脚の塑性変形が抑制されている。ただし、塑性化した後の応答変位のばらつきは、構造系 A1 と同様に変動係数にして 40%程度と変化していない。

### 3.2 RC 橋脚の降伏震度の影響

続いて、RC 橋脚の降伏震度の違いが、各部材の応答が限界値に到達する以前の超過作用下における非線形応答特性に及ぼす影響を考察する。構造系 A1 を基準として、構造系 B1~B3 の非線形応答特性について、限界値側に対応する(平均値+標準偏差)の応答値ベースで図-6 に示す。なお、構造系 A1 と構造系 B1~B3 とでは、構造系 A1 の RC 橋脚の方が限界状態 3 の制限値が小さいため、構造系 A1 の制限値のみを図中には示している。

RC 橋脚は、構造系 B1 では、構造系 A1 よりも大きな降伏震度を有しており、図-6(b)のように、設計地震動に対応する振幅倍率 1.0 倍においては塑性化を抑制できている。一方、2.で述べたように、構造系 A1 と構造系 B1 は設計地震動に対して免震支承に生じるせん断ひずみは同程度であるが、構造系 B1 は終局耐力比が小さいために、超過作用下において、免震支承にハードニングを伴うより大きな変形が生じやすい。その結果として、超過作用下では、地震動の振幅倍率が増加すると、構造系 B1 は構造系 A1 に比べて応答塑性率の増加が著しい。

次に、終局耐力比は同程度で RC 橋脚の降伏震度が異なる構造系 A1 と構造系 B2 を比較する。終局耐力比が同程度であるため、表-2 に示すように、RC 橋脚の降伏震度が大きい構造系 B2 の方が、ハードニング開始点における水平荷重が大きい。そのため、同一の地震動振幅倍

— 応答値の平均値      — 破断ひずみ(平均値)      — 限界状態3の制限値<sup>1)</sup>(平均値)  
 - - - 応答値の平均値±標準偏差      - - - 破断ひずみ(平均値-標準偏差)      - - - 限界状態3の制限値<sup>1)</sup>(平均値-標準偏差)

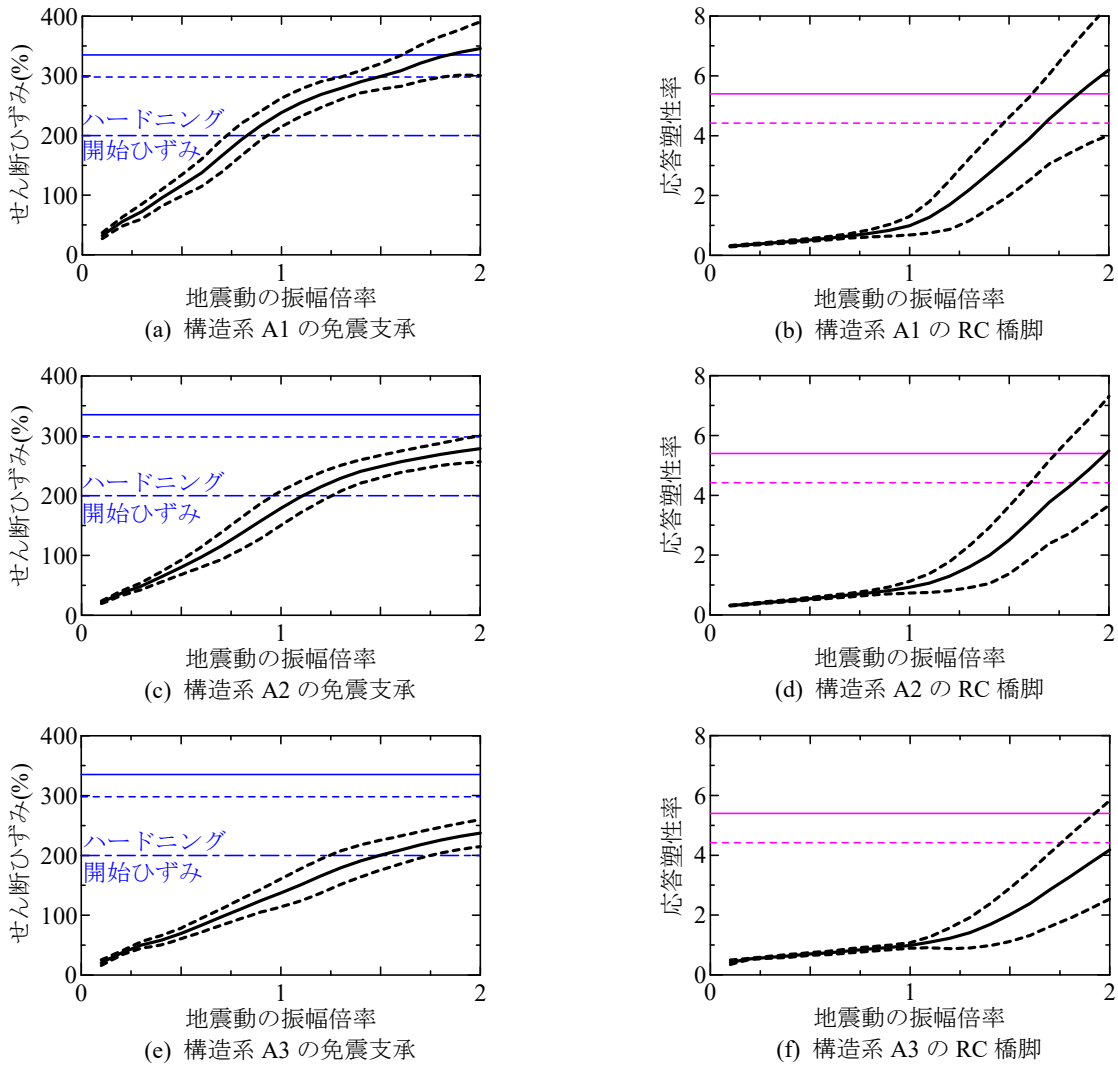


図-5 構造系 A1～A3 を対象とした地震動の振幅倍率と応答値の関係

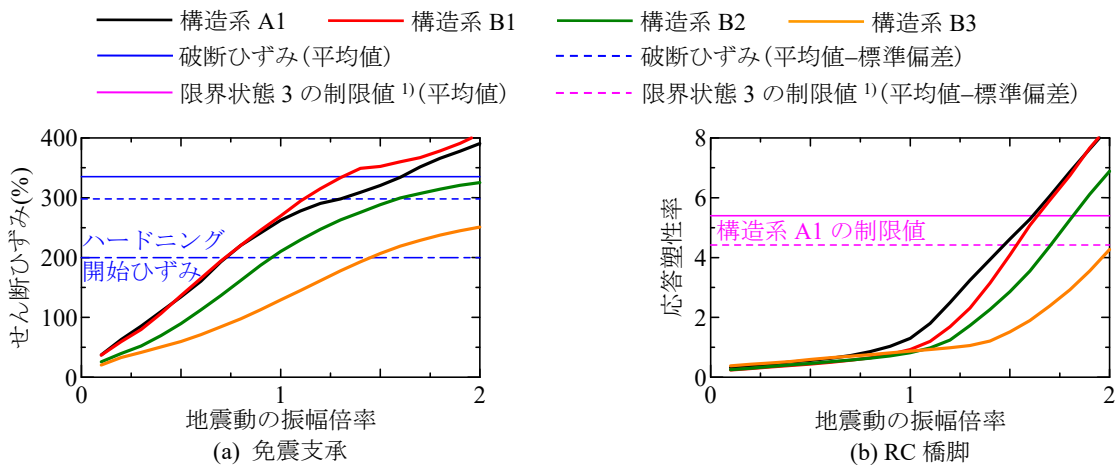


図-6 構造系 A1 を基準とした構造系 B1～B3 における地震動の振幅倍率と応答値(平均値+標準偏差)の関係

率においては、構造系 B2 の方が免震支承に生じる応答を抑制した上で、RC 橋脚の塑性変形も抑制できていることが確認される。

以上より、RC 橋脚の降伏震度を大きくすることで、その塑性化が始まる地震動強度を大きくできる。ただし、免震支承から RC 橋脚への伝達荷重の増加による RC 橋

脚の塑性化進展も抑制するためには、免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比についても合わせて適切に制御する必要があることが確認された。

### 3.3 超過作用下における免震支承-RC 橋脚系の損傷制御に向けて

本研究で検討した構造諸元は限られたものであり、具体的な設計に結び付けるには今後も追加検討が必要ではあるが、以上で得られた知見に基づいて、考察する。設計上の許容せん断ひずみ 250%に近い領域で設計を行うことは、設計地震動に対する安全性の確保の上では、問題はない。しかしながら、設計では考慮されていない免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比が小さいと、構造系 A1 や構造系 B1 のように、超過作用下において、容易に免震支承に破断が生じ得る。さらには、免震支承に破断が生じる以前の応答に関しても、超過作用によって RC 橋脚の塑性化進展が生じやすく、非線形応答のばらつきが大きくなる点にも注意が必要である。

また、RC 橋脚の降伏震度を大きくすることで、塑性化が始まる地震動強度を大きくできることも示された。道路橋示方書<sup>1)</sup>においても、RC 橋脚の地震時保有水平耐力には降伏震度 0.40 に対応した下限値を設けているが、免震構造の場合にも超過作用を踏まえると過度に降伏震度が低い RC 橋脚とはしないことが重要であると示唆される。

### 4. まとめ

本研究では、設計用加速度応答スペクトルにフィッティングした位相特性の異なる地震動群を用いて、超過作用下において、免震支承-RC 橋脚系の非線形応答特性を評価するとともに、免震支承-RC 橋脚系として過大な非線形応答を生じにくくさせるための構造諸元の在り方について基礎的な検討を行った。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- 1) 免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比が小さく、超過作用下において、免震支承にハードニングが生じるような大きな変形が生じ得る構造諸元では、免震支承から RC 橋脚への伝達荷重も大きくなり、RC 橋脚の塑性化も進展しやすい。RC 橋脚については、単に塑性化が進展するだけでなく、応答変位のばらつきも大きくなる点に注意が必要である。
- 2) 免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比が大きくなるのに伴って、免震支承のせん断ひずみと破断ひずみに乖離が生じ、破断を防止できる。さらには、免震支承がハードニングを伴って大きく変形することが抑制されて、免震支承から RC 橋脚への伝達荷重が低減するため、RC 橋脚の塑性化も抑制される。
- 3) RC 橋脚の降伏震度を大きくすることで、塑性化し

始める地震動強度を大きくできるが、免震支承からの伝達荷重の増加による RC 橋脚の塑性化進展も抑制するためには、免震支承-RC 橋脚間の終局耐力比についても合わせて適切に制御する必要がある。

本研究における検討は限られた解析ケースであり、今後より広範な条件で検討を行い、設計上の域値等を明らかにしていく必要がある。

**謝辞：**本研究は、科学研究費基盤研究(C)(課題番号：19K04568，研究代表者：松崎裕)により実施しました。また、地震動の観測記録は、気象庁、防災科学技術研究所(K-NET, KiK-net)、震災予防協会より提供して頂きました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善出版，2017
- 2) 庄司学，川島一彦，斎藤淳：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性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
- 3) 足立幸郎：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，京都大学学位論文，2002
- 4) 小野寺周，松崎裕，鈴木基行：免震支承の経年劣化が免震支承-RC 橋脚系の地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 71，No. 4，pp. I\_737-I\_748，2015.9
- 5) 松崎裕，小野寺周，津村拓都，鈴木基行：免震支承の経年劣化が免震支承-RC 橋脚系の地震時損傷モードに及ぼす影響に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 63A，pp. 397-410，2017.3
- 6) Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.: Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514, Mar. 2002
- 7) 坂井公俊，室野剛隆：位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響把握のための基礎的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 68，No. 4，pp. I\_67-I\_78，2012.7
- 8) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善出版，2004
- 9) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, Dec. 1970
- 10) 土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料，第 4262 号，2013