

# 超過作用に対する免震橋の地震時損傷制御に関する 基礎的検討

松崎 裕<sup>1</sup>・運上 茂樹<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 博(工) 防衛大学校准教授 システム工学群建設環境工学科  
(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

<sup>2</sup>正会員 博(工) 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻  
(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

## 1. はじめに

近年、原子力発電所等の重要施設<sup>例えば1)</sup>だけでなく、道路橋においても、設計地震動の強度を超過する地震動作用(以降、超過作用)の下での地震時損傷制御に関して、支承部への損傷誘導等の各種検討が進められている<sup>2),3)</sup>。設計地震動に対する安全性の確保だけでなく、超過作用下における構造物の挙動を踏まえ、被災しにくい構造、被災してもすぐに復旧でき、社会への影響を小さくできる構造とすることが肝要である。

免震橋は、レベル2地震動に対して、免震支承において主たる地震エネルギーを吸収し、地震時安全性を確保できる優れた構造である。その一方で、橋梁用免震支承は受注生産品であり、超過作用下も含めて、万一、ゴム部が破断した場合には長期の復旧期間を要する。免震支承のゴム部における破断の回避について、Matsuzaki<sup>4)</sup>のように、免震支承(鉛プラグ入り積層ゴム支承)の破断ひずみにおける不確定性を踏まえ、RC橋脚の終局耐力と免震支承のハードニング開始点における水平荷重の階層化を図る方法がある。この場合、超過作用下では、免震支承においてエネルギー吸収を図った上で、免震支承の水平荷重増加に伴って、終局耐力が相対的に小さいRC橋脚においてもエネルギー吸収がなされる。また、免震支承の作用荷重は動的効果を考慮してRC橋脚の終局耐力との釣り合いから決定されることから、免震支承の作用荷重と破断耐力が階層化される。そのため、免震支承の破断が回避され、超過作用に対して粘り強く挙動する構造系を実現でき、地震時安全性の向上につながる。一方で、免震支承でエネ

ルギー吸収がなされるものの、特に橋脚高が低く、固定支承条件とした場合の固有周期が短いRC橋脚では、RC橋脚の地震応答のばらつきも大きく、RC橋脚に過大な応答変位が生じやすい<sup>4)</sup>。そのため、RC橋脚の修復がしにくい河川上の橋梁等、制約条件のある箇所では注意を要する。

本検討では、このようなRC橋脚の過大な変形を抑制する観点で、様々な位相特性を有する地震動の作用下での免震支承-RC橋脚系の地震応答や耐力・変形能等の不確定性を考慮した上で、免震支承が大きく変形した場合に、破断耐力のばらつきが小さく、桁のジャッキアップ等の復旧作業も行いやすい下沓のアンカーボルトを意図的に破断させる構造について検討する。そして、1) 免震支承の破断を回避するとともに、2) アンカーボルトの破断耐力以上の荷重を免震支承からRC橋脚に伝達させず、RC橋脚に過大な応答変位が生じないようにする効果について、漸増動的解析<sup>5)</sup>に基づく基礎的な検討を行う。

## 2. 解析対象とした免震橋と解析条件

### (1) 解析対象とした免震橋

本検討では、熊本市のI種地盤上のRC橋脚および鉛プラグ入り積層ゴム支承によって支持された連続鋼鈑桁を有する免震橋における1基の橋脚で支持された振動単位の橋軸方向を解析対象とした。橋脚高によって免震橋としての動的特性が異なる<sup>4),6)</sup>ことから、表-1に示すように、橋脚高8mと15mの橋脚を対象としている。支承条件を固定と想定した場合のRC橋脚の固有周期は、橋脚高8mと15mのそれぞれについて、材料強度等の設計値ベースで0.50s, 0.79s

表-1 解析対象とした免震橋

構造系	免震支承				RC 橋脚				
	有効寸法 (mm)	ゴム層 総厚 (mm)	鉛プラグ	アンカー ボルト	断面寸法 (m)	橋脚高 (m)	質量 (ton)	軸方向 鉄筋比 (%)	横拘束 筋体積 比(%)
8NR46	520×520	68	4×φ65	4×φ46	2.7×2.0	8	194	1.12	1.03
8R30	520×520	68	4×φ65	4×φ30	2.7×2.0	8	194	1.12	1.03
8R28	520×520	68	4×φ65	4×φ28	2.7×2.0	8	194	1.12	1.03
15NR48	520×520	68	4×φ70	4×φ48	3.4×2.7	15	451	1.19	1.15
15R32	520×520	68	4×φ70	4×φ32	3.4×2.7	15	451	1.19	1.15
15R30	520×520	68	4×φ70	4×φ30	3.4×2.7	15	451	1.19	1.15

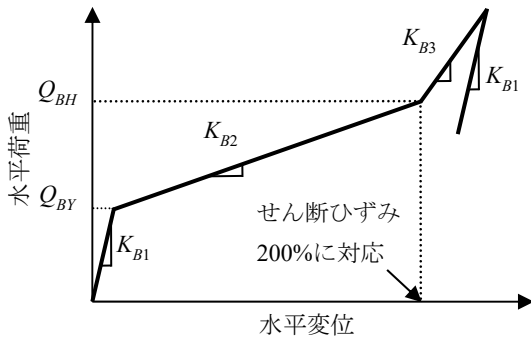


図-1 免震支承の水平荷重－水平変位関係

である。構造系8NR46および15NR48は、それぞれレベル2地震動に対して、SS400のアンカーボルトについて曲げとせん断の合成応力度の照査で限界状態1<sup>7)</sup>を超えないようにした上で、道路橋示方書<sup>8)</sup>および道路橋支承便覧<sup>9)</sup>を満足するように設計している。なお、後述する解析モデルにおいて、道路橋支承便覧<sup>9)</sup>のハードニングを考慮したバイリニアモデルを適用した場合に、地域別補正係数を考慮したレベル2地震動タイプIIの設計用標準3波の平均応答として、免震支承には230%程度のせん断ひずみが生じる。構造系8R30, 15R32, 15R30については、免震支承に250%を超えるせん断ひずみが生じた際にアンカーボルトを破断させることを意図した構造系である。また、橋脚高が低く、固定支承条件を想定した場合のRC橋脚の固有周期が短い場合には、RC橋脚の地震応答のばらつきが大きい<sup>4)</sup>ことから、橋脚高8mの場合については、合わせて免震支承のせん断ひずみが250%に満たない場合であっても、アンカーボルトを破断させる構造として、構造系8R28も解析対象に加えている。

## (2) 解析モデル

上部構造－免震支承－RC橋脚から成る構造系を2質点2自由度系としてモデル化した。免震支承の水平荷重－水平変位関係は、超過作用下における免震支承でのハードニングを含む荷重の増加と、それに伴う免震支承－RC橋脚間の相互作用を考慮するた

めに、Matsuzaki<sup>4)</sup>と同様に、図-1のように、ハードニングを考慮したトリリニアモデルによってモデル化した。そのため、現行の道路橋支承便覧<sup>9)</sup>に基本的には基づいてモデル化した。ひずみ依存のせん断剛性の評価についてはハードニングを考慮しないバイリニアモデル<sup>10)</sup>に基づいて評価した。その上で、 $K_{B1}:K_{B2}=6.5:1$ <sup>9)</sup>とし、ハードニング前後の剛性比である $K_{B3}/K_{B2}$ については内藤ら<sup>11)</sup>に基づいて設定した。ハードニング開始点については、200%<sup>12)</sup>と設定した。RC橋脚の水平荷重－水平変位関係は、骨格曲線を完全弾塑性型とし、履歴曲線をTakeda型モデル<sup>13)</sup>(除荷時剛性低下指数:0.4)によりモデル化した。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、Rayleigh減衰により評価した。

## (3) 解析方法

本検討では、1) 鉛プラグ入り積層ゴム支承がゴム部で破断、2) アンカーボルトが破断、3) RC橋脚の応答変位が終局変位に到達の3つの限界状態を考慮して、漸増動的解析<sup>5)</sup>を行った。ゴム部やアンカーボルトで破断した後に、支承部からRC橋脚に伝達される荷重は小さく、RC橋脚の更なる損傷進展は生じないことから、本検討では、これらの限界状態のいずれが生起するかに着目し、いずれかの限界状態が生起した段階で、動的解析を終了させた。

漸増動的解析において着目する地震動強度指標としては地表最大速度PGVを用いた。入力地震動群としては、表-2に示す国内のI種地盤で観測された最大速度0.50m/s以上の観測記録25地震動を用いて、0.1m/s～1.2m/sまで0.1m/s刻みで所要のPGVになるように調整して入力地震動とし、表-3に示す不確定要因を考慮して、免震橋の非線形地震応答のばらつきを評価した。表-3において、免震支承のせん断剛性に関する統計量、ハードニング前後の剛性比 $K_{B3}/K_{B2}$ 、アンカーボルトの引張耐力に対するせん断による破断耐力の比率、RC橋脚における限界状態3の水平変位 $\delta_{s3}$ は、それぞれ道路橋支承便覧<sup>9)</sup>、内藤ら<sup>11)</sup>、土

表-2 入力地震動とした観測地震動

地震	観測点	成分	PGV(m/s)
1995年兵庫県南部地震	JMA神戸海洋気象台	NS	0.91
	関西電力新神戸地点	EW	0.78
	関西電力新神戸地点	NS	0.78
	JMA神戸海洋気象台	EW	0.75
	神戸大学	NS	0.55
2004年新潟県中越地震	K-NET小千谷	EW	1.3
	K-NET小千谷	NS	0.98
	KiK-net川西	EW	0.58
	K-NET十日町	NS	0.55
2007年能登半島地震	K-NET富来	EW	0.51
2008年岩手・宮城内陸地震	KiK-net東成瀬	EW	0.75
	KiK-net一関西	NS	0.71
	K-NET鳴子	NS	0.70
	KiK-net一関西	EW	0.62
	KiK-net一関東	NS	0.58
	KiK-net東成瀬	NS	0.54
2011年長野県北部地震	K-NET白馬	NS	0.61
2016年熊本地震	KiK-net菊池	NS	0.81
	K-NET一宮	EW	0.79
	K-NET一宮	NS	0.73
	K-NET大津	NS	0.55
	K-NET大津	EW	0.54
2018年北海道胆振東部地震	K-NET追分	EW	0.81
	K-NET追分	NS	0.60
	K-NET門別	EW	0.59

表-3 考慮した不確定要因

不確定要因		確率分布	特性値	平均値/特性値	変動係数
上部構造	質量 $M_U$	正規分布	600ton	1.05 <sup>16)</sup>	0.05 <sup>16)</sup>
免震支承	降伏耐力 $Q_{BY}$	正規分布	道路橋支承便覧 <sup>9)</sup> に基づく計算値	1.13 <sup>16)</sup>	0.18 <sup>16)</sup>
	せん断剛性の等価剛性 $K_{BEQ}$	正規分布	道路橋支承便覧 <sup>9)</sup> に基づく計算値	1.04 <sup>9)</sup>	0.04 <sup>9)</sup>
	せん断剛性比 $K_{B3}/K_{B2}$	正規分布	—	3.1 <sup>11)</sup>	0.09 <sup>11)</sup>
	破断ひずみ	正規分布	250%	1.34 <sup>16)</sup>	0.11 <sup>16)</sup>
	アンカーボルトのせん断耐力	正規分布	引張強度の実強度 469N/mm <sup>2</sup>	0.75 <sup>14)</sup>	0.014 <sup>14)</sup>
RC橋脚	コンクリート圧縮強度	正規分布	23.5N/mm <sup>2</sup>	1.20 <sup>16)</sup>	0.10 <sup>16)</sup>
	鉄筋の断面積	正規分布	公称値	0.97 <sup>16)</sup>	0.01 <sup>16)</sup>
	鉄筋の降伏強度	正規分布	345N/mm <sup>2</sup>	1.20 <sup>16)</sup>	0.07 <sup>16)</sup>
	鉄筋の弾性係数	正規分布	2.06×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	0.97 <sup>16)</sup>	0.01 <sup>16)</sup>
	質量 $M_C$	正規分布	表-1に示す値	1.05 <sup>16)</sup>	0.05 <sup>16)</sup>
	終局変位 $\delta_{s3}$	正規分布	文献15) に基づく計算値	1.062 <sup>15)</sup>	0.181 <sup>15)</sup>

木研究所<sup>14)</sup>、土木研究所<sup>15)</sup>に基づいて設定した。これら以外の統計量については足立<sup>16)</sup>に基づいて設定した。なお、表-3の不確定要因を考慮した漸増動的解析やフラジリティ曲線を算定する際のモンテカルロ・シミュレーションの試行回数は25,000回とした。フラジリティ曲線については、離散的に算定される条件付損傷確率を対数正規分布の累積分布関数により近似して評価した。

### 3. アンカーボルトの破断が免震橋の地震応答および損傷可能性に及ぼす影響

#### (1) 不確定要因の各平均値を用いた動的解析

まず、アンカーボルトの破断の有無が免震橋の地震応答特性に及ぼす基本的な影響を理解するために、表-3に示した不確定要因の各平均値を用いた検討を行った。材料強度等について実強度ベースとしての

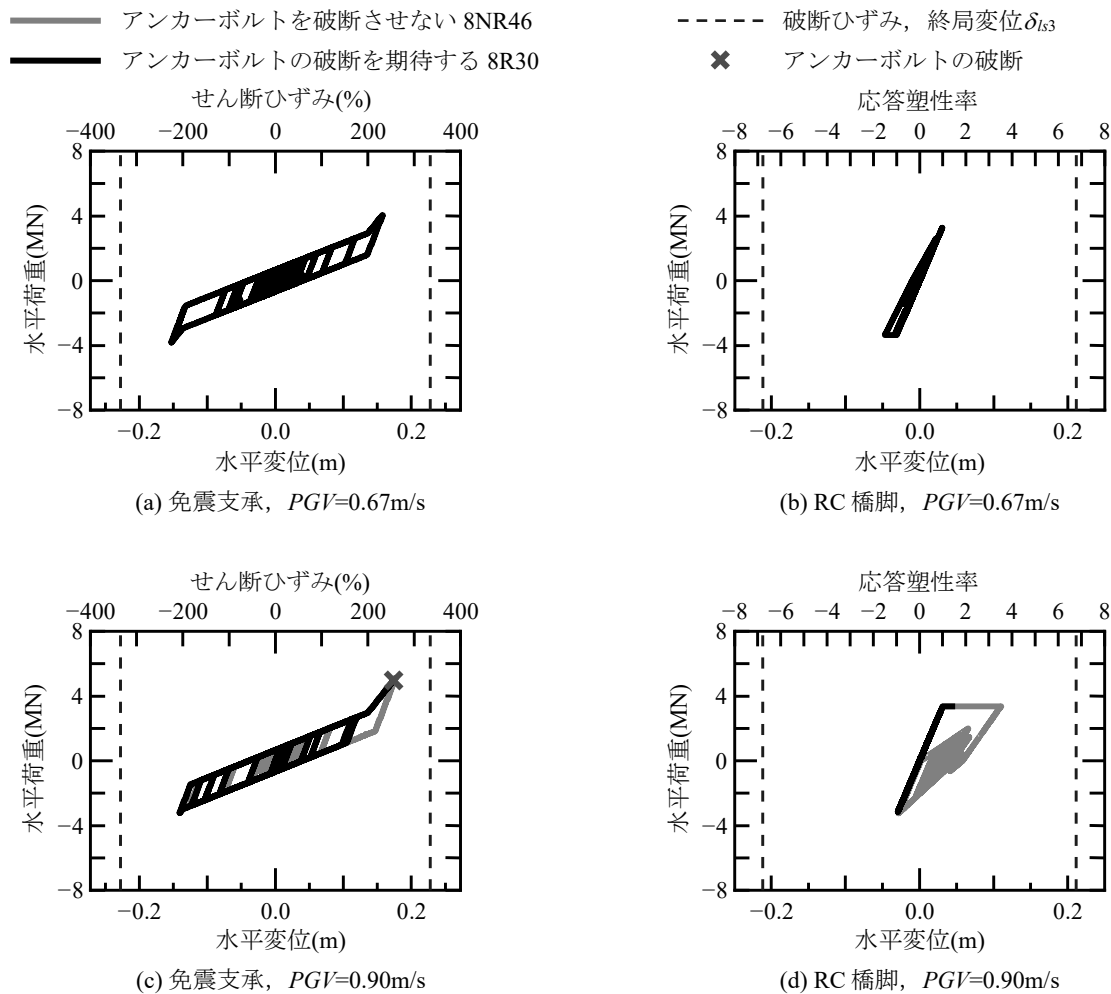
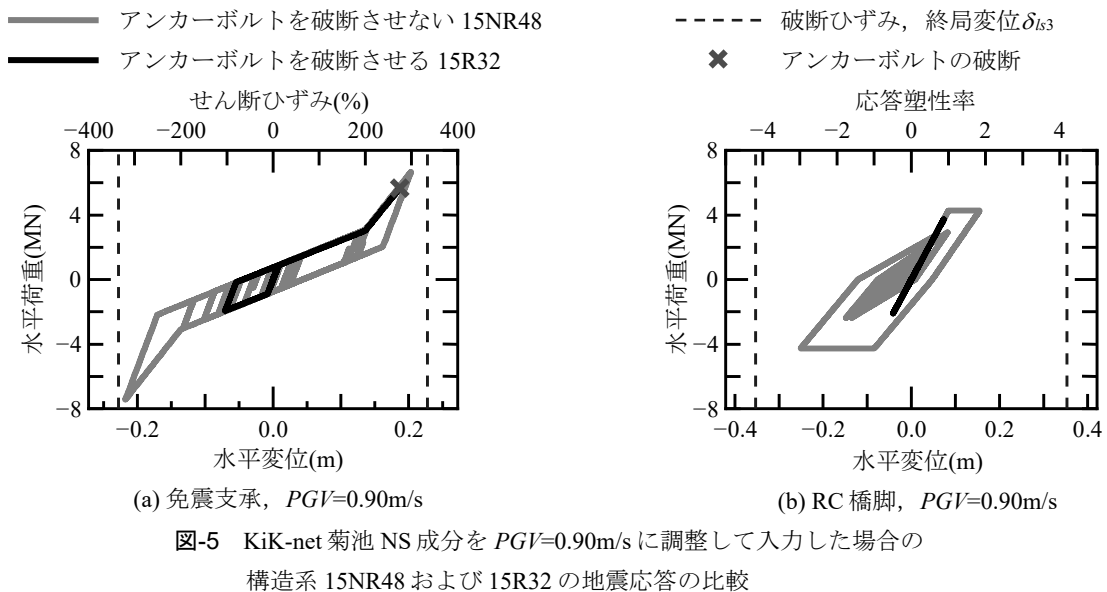
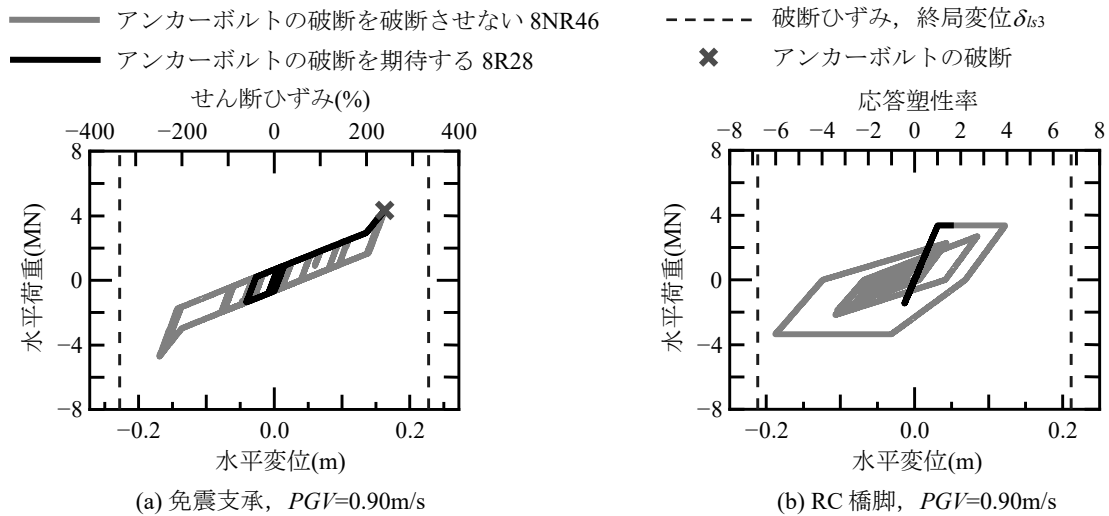
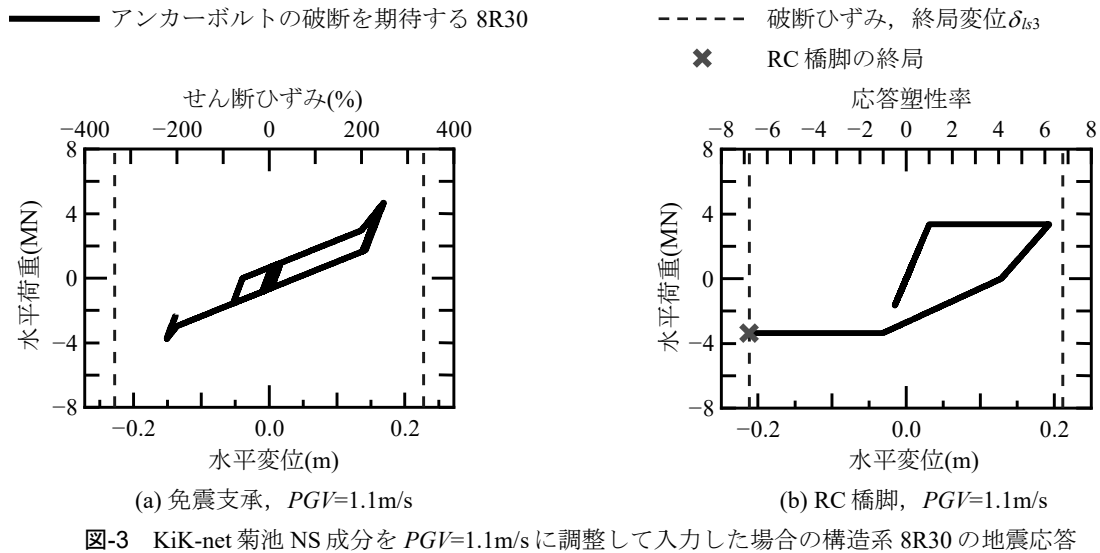


図-2 K-NET 小千谷 NS 成分を  $PGV=0.67\text{m/s}$ ,  $0.90\text{m/s}$  に調整して入力した場合の構造系 8NR46 および 8R30 の地震応答の比較

平均値を用いていることから、材料強度の過強度の影響を考慮している点に注意されたい。

図-2は、新潟県中越地震のK-NET小千谷NS成分について、 $PGV=0.67\text{m/s}$ ,  $0.90\text{m/s}$ に調整して入力した場合の免震支承およびRC橋脚の水平荷重—水平変位関係である。ここで、I種地盤におけるレベル2地震動タイプIIの設計用標準3波の $PGV$ の平均値が $0.79\text{m/s}$ であることから、熊本市の地域別補正係数 $0.85$ を考慮して、 $0.67\text{m/s}$ を設計地震動相当の強度と見なしている。設計地震動相当の $PGV=0.67\text{m/s}$ では、構造系に拠らずに免震支承のせん断ひずみは $232\%$ であり、RC橋脚はわずかに塑性化している程度の地震応答である。 $PGV=0.90\text{m/s}$ の超過作用下において、アンカーボルトを破断させない構造系8NR46では、免震支承のせん断ひずみは $260\%$ となり、RC橋脚への荷重伝達の増加に伴って、RC橋脚の塑性化も進展している。これに対して、アンカーボルトの破断を期待する構造系8R30では、せん断ひずみ $256\%$ に到達した段階でアンカーボルトが破断し、RC橋脚の塑性化進展が抑制されている。

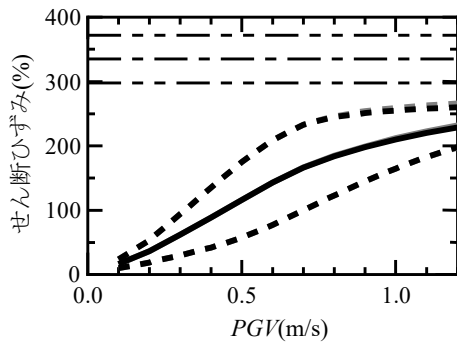
図-2(c),(d)と同じ構造系8R30を対象に、熊本地震KiK-net菊池NS成分について、 $PGV=1.1\text{m/s}$ に調整して入力した場合の地震応答を図-3に示す。図-2(c),(d)のようにアンカーボルトの破断が生じずに、RC橋脚の応答が終局変位に到達することで、構造系としての損傷モードが生じている。このように、橋脚高が低く、固定支承条件を想定した場合の固有周期が短い場合には、地震動の位相特性の相違による免震橋としての損傷モードの違いが顕在化しやすい点に注意を要する。構造系8R30よりも、アンカーボルトの破断耐力を小さく設定した構造系8R28を対象に、図-3と同じ熊本地震KiK-net菊池NS成分について、 $PGV=0.90\text{m/s}$ に調整して入力した場合の地震応答を図-4に示す。アンカーボルトの破断を期待しない構造系8NR46では、超過作用下において、終局変位に近いRC橋脚の応答が生じている。これに対して、アンカーボルトの破断を期待する構造系8R28では、せん断ひずみ $239\%$ に到達した段階で、アンカーボルトが破断することで、RC橋脚の地震応答をわずかな塑性変形に抑制できている。橋脚高が



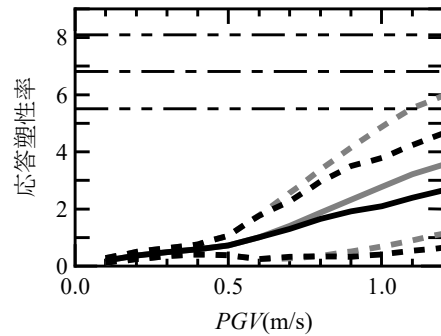
15mの構造系についても、同じ熊本地震KiK-net菊池 NS成分について、 $PGV=0.90m/s$ に調整して入力した

場合の地震応答を図-5に示す。橋脚高が高い場合には、地震動の位相特性の相違によるRC橋脚の地震

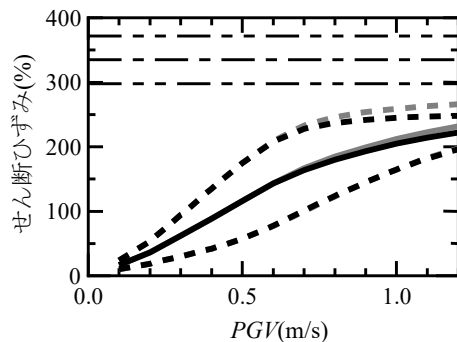
	応答値		限界値
	アンカーボルトを 破断させない構造系(NR)	アンカーボルトの破断を 期待する構造系(NR以外)	
平均値	———	—————	- · - · - · - · -
平均値±標準偏差	- - - - -	- - - - -	- · - · - · - · -



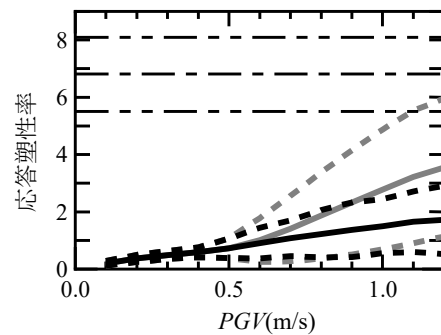
(a) 8NR46 と 8R30 の免震支承



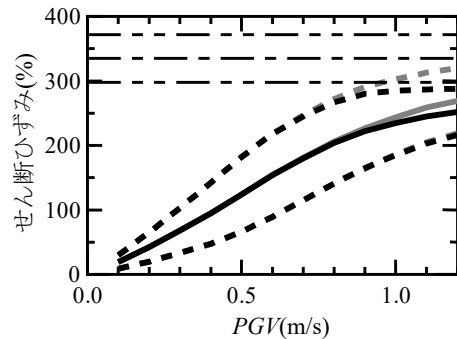
(b) 8NR46 と 8R30 の RC 橋脚



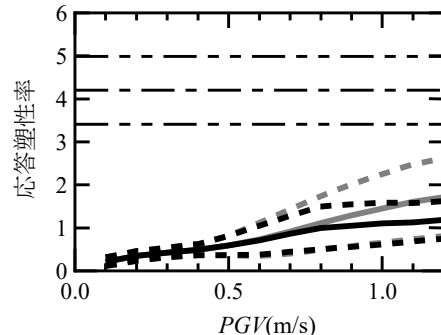
(c) 8NR46 と 8R28 の免震支承



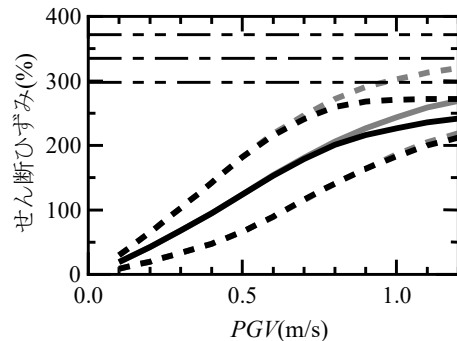
(d) 8NR46 と 8R28 の RC 橋脚



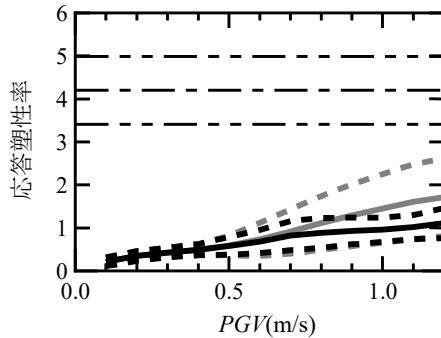
(e) 15NR48 と 15R32 の免震支承



(f) 15NR48 と 15R32 の RC 橋脚



(g) 15NR48 と 15R30 の免震支承



(h) 15NR48 と 15R30 の RC 橋脚

図-6 アンカーボルトの破断が免震支承の応答せん断ひずみおよび RC 橋脚の応答塑性率に及ぼす影響

応答のばらつきは小さく<sup>4)</sup>、免震支承の破断によって免震橋の損傷モードが決定されやすいが、アンカ

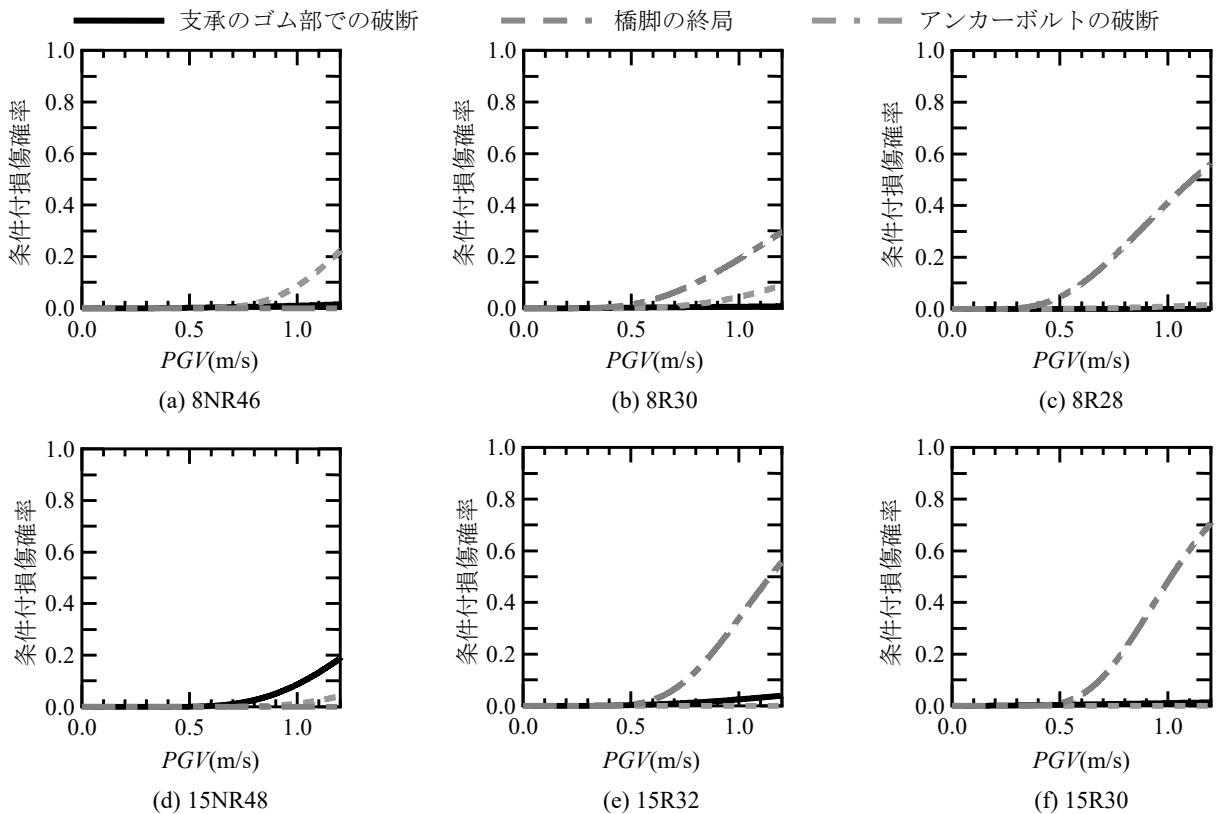


図-7 フラジリティ曲線

一ボルトを破断させない構造系15NR48において、せん断ひずみ321%が生じている。これに対して、構造系15R32では、せん断ひずみ275%においてアンカーボルトが破断することで、RC橋脚の塑性化進展を抑制できている。

## (2) 漸増動的解析

次に、表-3に示す各種不確定要因を考慮した上で、所要のPGVに調整した表-2に示す25観測記録を入力して、対象構造系について漸増動的解析を行った。免震支承およびRC橋脚の地震応答および限界値の平均値、平均値±標準偏差について図-6に示す。

まず、アンカーボルトの破断を期待しない構造の地震応答に基づいて、基本的な特性を確認すると、橋脚高が8mの場合には、RC橋脚の塑性化後におけるRC橋脚の地震応答のばらつきが大きく、超過作用下において、RC橋脚の地震応答が終局変位に到達しやすいことが確認される。一方で、橋脚高が15mの場合には、橋脚高8mの場合に比較してRC橋脚の地震応答のばらつきは小さく、超過作用下においては免震支承の破断が生じやすいことが確認される。

このことを踏まえて、アンカーボルトの破断を期待する構造の地震応答特性について考察する。構造系8R30および15R32のいずれについても、設計地震動強度相当のPGV=0.67m/sの前後から、アンカーボ

ルトの破断の効果によるRC橋脚の塑性化進展の抑制が顕在化している。特に、構造系の損傷がRC橋脚の損傷によって決定される橋脚高8mの構造系において、その影響が大きい。また、免震支承のせん断ひずみが大きくなりやすい橋脚高15mの構造系では、免震支承のせん断ひずみが破断ひずみに到達する前の段階でアンカーボルトが破断することで、免震支承のせん断ひずみを抑制する効果が橋脚高8mの場合よりも顕在化している。さらには、アンカーボルトの破断耐力をより小さく設定した構造系8R28および15R30も合わせて比較すると、アンカーボルトの破断耐力を低減させることで、免震支承の破断ひずみやRC橋脚の終局変位との間でより大きな余裕代を確保した地震応答に抑制できている。

## (3) フラジリティ曲線

3.(2)に示した漸増動的解析結果について、フラジリティ曲線として整理し直したものを図-7に示す。アンカーボルトの破断を期待しない構造系8NR46および15NR48について、設計地震動強度相当のPGVを超える辺りからフラジリティ曲線が立ち上がっている。そして、損傷モードとしては、構造系8NR46では、RC橋脚の終局限界状態への到達が、構造系15NR48では、免震支承のゴム部での破断が、それぞれ支配的である。

これら構造系8NR46および15NR48のフラジリティ曲線を基準として、アンカーボルトの破断を期待した構造のフラジリティ曲線と比較すると、アンカーボルトの破断が生じる構造系では、支承のゴム部での破断、橋脚の終局のような復旧に費用と時間が必要な損傷モードの発生を十分に抑制した上で、復旧性が容易になるアンカーボルトに損傷を誘導できている。

#### 4. まとめ

本検討では、RC橋脚の過大な変形を抑制する観点で、様々な位相特性を有する地震動の作用下での免震支承-RC橋脚系の地震応答や耐力・変形能等の不確定性を考慮した上で、破断耐力のばらつきが小さく、桁のジャッキアップ等の復旧作業も行いやすい下沓のアンカーボルトを意図的に破断させる構造について検討した。以下が得られた結論である。

- 1) アンカーボルトの破断耐力を適切に設定することで、免震支承のゴム部での破断、RC橋脚の終局のような復旧に費用と時間が必要な損傷モードの発生を十分に抑制した上で、復旧性が容易になるアンカーボルトに損傷を誘導できる。
- 2) 橋脚高が高く、超過作用下において、免震支承のゴム部における破断が支配的な損傷モードとなる構造系では、アンカーボルトを破断させることで、免震支承の破断を回避するとともに、RC橋脚の塑性化進展を抑制できる。
- 3) 橋脚高が低く、超過作用下において、RC橋脚の地震応答の終局変位への到達による損傷モードが支配的な構造系では、RC橋脚の塑性化進展の抑制効果が特に大きい。このような構造系では、アンカーボルトの破断耐力をより積極的に低減した構造としなければ、地震動の位相特性によっては、RC橋脚での損傷を免れない。

**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)および科学研究費基盤研究(A)(課題番号：20H00255，研究代表者：運上茂樹)により実施しました。また、防災科学技術研究所K-NETおよびKiK-net，気象庁，米国PEERのNGAデータベースにおける強震記録を使用しました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) Wang, D., Zhuang, C. and Zhang, Y.: Seismic response characteristics of base-isolated AP1000 nuclear shield building subjected to beyond-design basis earthquake

shaking, *Nuclear Engineering and Technology*, Vol. 50, No. 1, pp. 170-181, 2018.

- 2) 大住道生，中尾尚史，西弘明：橋の損傷シナリオデザインによる超過作用への対応策の一提案，日本地震工学会論文集，Vol. 19, No. 5, pp. 203-213, 2019.
- 3) 星隈順一，今村隆浩，宮原史，西田秀明：新阿蘇大橋の性能に及ぼす地盤変状の影響を小さくするための構造的な配慮と工夫，土木学会論文集 A1, Vol. 77, No. 2, pp. 339-355, 2021.
- 4) Matsuzaki, H.: Time-dependent seismic reliability of isolated bridges considering ageing deterioration of lead rubber bearings, *Structure and Infrastructure Engineering*, 2022. doi: 10.1080/15732479.2022.2063907
- 5) Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.: Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514, 2002.
- 6) Kurino, S., Wei, W. and Igarashi, A.: Seismic fragility and uncertainty mitigation of cable restrainer retrofit for isolated highway bridges incorporated with deteriorated elastomeric bearings, *Engineering Structures*, Vol. 237, 112190, 2021.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編，2017.
- 8) 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.
- 9) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善出版，2018.
- 10) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善出版，2004.
- 11) 内藤伸幸，松田泰治，宇野裕恵，川神雅秀：鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の Mullins 効果とハードニングが耐震性に及ぼす影響，土木学会論文集 A1, Vol. 73, No. 4, pp. I\_499-I\_510, 2017.
- 12) 林訓裕，足立幸郎，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴムの残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集 A1, Vol. 70, No. 4, pp. I\_1032-I\_1042, 2014.
- 13) 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, 1970.
- 14) 土木研究所：支承部を構成する六角ボルト及びアンカーボルトのせん断載荷実験，土木研究所資料，第4422号，2022.
- 15) 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.
- 16) 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.