鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の地震時の 応答増大に着目した耐震性評価に関する一考察

内藤 伸幸¹・松田 泰治²・宇野 裕恵³・川神 雅秀⁴

¹正会員 株式会社アーク情報システム グループリーダー (〒222-0033 横浜市港北区新横浜 3-22-17)
E-mail: nnaito@ark-info-sys.co.jp

²正会員 九州大学大学院 教授 工学研究院 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)
E-mail: mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 オイレス工業株式会社 免制震事業部 技師長 (〒541-0053 大阪市中央区本町 4-6-7)
E-mail: huno@oiles.co.jp

⁴フェロー会員 合同会社 防災構造工学研究所 代表 (〒811-2202 福岡県糟屋郡志免町志免 1-13-5)
E-mail: masahide09210715@hotmail.co.jp

免震支承の特性は様々な要因により変化するため、橋の地震時挙動は設計で想定する挙動と異なり、免震支承のせん断ひずみが大きくなることもあるが、破断ひずみまでの余裕は大きくない。本論文は、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を対象に各種依存性や耐久性能による剛性低下や橋脚の過強度が、地震時の支承の挙動に与える影響をケーススタディした。その結果、LRBの剛性低下が設計で想定する範囲内であれば、現行設計で設定したせん断ひずみが許容せん断ひずみより大きくなっても、積層ゴム支承の高ひずみ域で発現するハードニングの変位抑制効果により、所要の耐震性を期待できる。さらに、免震橋のように橋脚の塑性化が制限を受ける橋は、橋脚に過強度があると弾性挙動に近づくため、地震時のせん断ひずみは大きくなりにくいことがわかった。

Key Words : *rubber bearing characteristic change,hardening,Lead Rubber Bearing,pier ductility, non-linear time history analysis,over pier strength*

1. まえがき

鉛プラグ入り積層ゴム支承(以下、LRB)を含む積層ゴム支承の特性は、表-1に示す様々な要因により変化し、地震時の実挙動が設計の想定¹⁾と異なることがある。同表には、応答の増加程度を矢印長で示している。例えば、積層ゴム支承の剛性が低下すれば地震時のせん断ひずみが大きくなり、許容せん断ひずみ²⁾を超えて破断ひずみに至ることが懸念される。しかし、積層ゴム支承は高ひずみ領域ではハードニング³⁾が発現するので、抵抗力はそれを考慮しないで設定した値より大きくなる。この結果、実構造での積層ゴム支承の地震時の変位は設計で想定する値より抑制され、破断ひずみに至りにくい。

また、橋脚は過強度が発現し橋脚の降伏荷重を大きくするので橋脚の耐震性は向上するが、積層ゴム支承に大きな慣性力が作用することが懸念される。

このほか、積層ゴム支承の地震時のせん断ひずみ

を増加させる要因として、温度変化等に起因して生じる桁の伸縮による不静定力がある。筆者らは、伸縮桁長の長い橋では、この不静定力が耐震性に及ぼす影響を無視できないことを指摘^{4),5)}している。さらに、低温時のゴムの温度依存性^{6),7)}が大きいことや、連続桁橋で各橋脚に設置する積層ゴム支承の性能が個々にばらつき慣性力の分散が設計の想定と異なると、特定の支承や下部構造に作用する慣性力が大きくなる。このため、連続桁に適用する積層ゴム支承は極力同一ロットで製造し⁸⁾、製品間の性能変動に差異が生じにくいようにするのがよい。一方、地盤性状が設計の想定と異なり基礎の特性が変化すれば、橋の耐震性が損なわれることも懸念される。

本論文では、LRBを有する橋を対象に、地震時におけるせん断ひずみの増加に着目して、ケーススタディした。具体的には、LRBの剛性低下による地震時の応答増加に対する高ひずみ域で発現するハードニングによる低減効果と、橋脚の過強度による

表-1 LRB の応答変動の要因

応答変動要因		変動要因の内容	LRBの応答 小 設計値 大	検討 対象	備 考
耐久性能	圧縮疲労耐久性	繰り返し圧縮による疲労耐久性による性能変動	↔	○	NEXCO R _K - で評価 ¹¹⁾
	せん断疲労耐久性	繰り返しせん断による疲労耐久性による性能変動	↔		
安定性	周期依存性	地震力の入力周期に依存する性能変動	↔		
	温度依存性	雰囲気温度による性能変動	↔		
	面圧依存性	鉛直荷重下の面圧による性能変動	↔		
ハードニング		高ひずみ領域で剛性が固くなるゴム支承の性状	↔	○	必ず発現
橋脚の過強度		施工, 経年変化等による橋脚の降伏剛性・降伏荷重の増大	↔	○	
温度変化等による不静定力		不静定力による地震時初期荷重状態の影響	↔	—	
ゴムの経年変化		経年変化に伴うゴムの硬化	↔	—	
連続桁の慣性力分散		支承や下部構造に起因する慣性力の分散の変化	↔	—	
基礎地盤の特性		想定と異なる地盤性状	↔	—	

表-2 LRB の $Cr(\gamma)$ 算定に用いる係数

適用条件		a_0	a_1	a_2
$\gamma \leq 1.75$	各 G 共通	1.000	—	—
$1.75 < \gamma \leq 2.50$	$G8$	0.905	0.028	0.015
	$G10$	1.046	-0.161	0.077
	$G12$	1.049	-0.203	0.100

図-1 LRB の $Cr(\gamma)$

LRB の応答への影響である。このほかの LRB のせん断ひずみを大きくする要因となる温度変化については、既往成果^{4,5)}を参照して頂きたい。また、連続桁の慣性力分散の変化の影響は、橋の構成により異なるため一義的に評価することが難しいので、本論文では単柱橋脚を対象として慣性力分散は検討対象としていない。また、基礎の影響も様々であり定量化された変動量は見当たらず、橋脚が塑性化する場合には基礎の性能変動の影響は大きくないと考えられることから、本論文ではこれも対象としない。

2. 検討対象要因の設定

(1) LRB の剛性低下

免震支承等の積層ゴム支承を用いた橋では、製品毎の性能のばらつき、各種依存性や耐久性能^{9,10)}に起因して、剛性が小さくなることもあり、積層ゴム

支承の地震時の変位は設計の想定より大きくなる。東・中・西日本高速道路株式会社(NEXCO)では、構造物施工管理要領¹¹⁾にこれらの要因による免震支承の剛性を低下させる性能変動限界として、付録に示す式(付 1)の R_k が規定され、-0.15 以内とする制限が設けられている。そこで本論文では、LRB に見込む剛性低下の最大値を、LRB のせん断弾性係数が 15%低下するとしてケーススタディした。

(2) LRB のハードニング

高橋ら¹²⁾は、LRB のハードニングを考慮したせん断ひずみ γ に対する等価せん断弾性係数 $G(\gamma)$ を式(1)に与えている(以下、この論文を文献という)。式中の第一項 $Cr(\gamma)$ は表-2で与えられ、ハードニングによる剛性増大の影響を含んでいる。 $Cr(\gamma)$ を図示すると図-1 となり、本論文で対象とする LRB の $G12$ の $Cr(\gamma)$ は、せん断ひずみ 250%で 1.17 となる。第二項は、道路橋支承便覧²⁾(以下、支承便覧)に

表-3 橋脚の過強度の発現実績に基づく性能変動

変動要因	変動方法	平均値	変動係数	平均値 - σ	平均値 + σ
橋脚の降伏剛性	$K_{PY}^R = (1 \pm S) \cdot AVE(K_{PY}) \cdot K_{PY}^0$	0.96	0.14	0.83	1.09
橋脚の降伏荷重	$P_{PY}^R = (1 \pm S) \cdot AVE(P_{PY}) \cdot P_{PY}^0$	1.14	0.06	1.07	1.21
$\square^R$: ばらつきを考慮した確率量 S : 変動係数 AVE : ばらつきの平均値 $\square^0$: 設計値 PY : 橋脚降伏時 σ : 標準偏差

図-2 検討対象橋の一般側面図

図-3 検討対象橋の上部構造断面図

表-4 橋脚の断面構成

柱 高 (m)		10.0	
柱 幅 (m)		5.0	
柱 厚 (m)		2.2	
コンクリート強度		$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$	
鉄筋材質	主鉄筋	SD345	
	帯鉄筋	SD345	
軸方向鉄筋		軸	D38ctc125-2.0段
		直	D38ctc125-1.0段
横拘束筋 (L は入力上の有効長)		軸	D16ctc150, $L=750$
		直	D16ctc150, $L=880$
せん断補強筋		軸	D16-8本,150ピッチ
		直	D16-5本,150ピッチ

記載されている $q(\gamma)$ を用いた。

$$G(\gamma) = Cr(\gamma) Ge + q(\gamma) \frac{\kappa}{\gamma} \quad (1)$$

ここに, $Cr(\gamma)$: LRB のひずみ依存性係数

Ge : ゴムのせん断弾性係数 (N/mm^2)

$q(\gamma)$: 鉛プラグのせん断応力度 (N/mm^2)

κ : ゴムの面積に対する鉛プラグの面積比率

(3) 橋脚の過強度

橋脚の過強度については、足立・運上¹³⁾が表-3に示す橋脚の降伏剛性および降伏荷重の平均値および変動係数を与えている。そこで、本論文では“平均値 $\pm$ 標準偏差 (σ)”の過強度範囲を比較的発生頻度が高いとして、平均値 - σ 、平均値、平均値 + σ の 3

ケースを設定した。ここで、降伏剛性および降伏荷重の最大値、平均値、最小値でそれぞれ同時に発現するとした。

3. 検討対象橋

検討対象橋は、道路橋耐震設計に関する資料¹⁴⁾に記載されている II 種地盤に位置する、図-2 および図-3 に示す鋼 5 径間連続非合成鈹桁橋を参考に設定した。この橋には分散ゴム支承 (RB) が適用されていたので、本論文では RB を LRB に変更して、図-4 の橋脚寸法を変更することなく、配筋のみを変更して橋脚の断面構成を設定した。LRB の最大せん断ひずみは許容せん断ひずみ 250% を目標に設

図-4 橋脚の構造一般

定した。橋脚およびLRBの断面構成をそれぞれ表-4および表-5に示す。また、橋脚の履歴モデルを図-5に、LRBの最大せん断ひずみおよび橋脚の最大塑性率を表-6に示す。

4. 検討条件

本論文では各橋脚への地震時慣性力の分散への影響を評価するものではなく、地震時にLRBの剛性低下が橋脚およびLRBに与える基本的な影響の把握を目的としている。このため、解析モデルは図-2の検討対象橋より図-6に示す橋脚1基を取り出した単柱橋脚とした。解析は非線形時刻歴応答解析とし、入力地震波は道路橋示方書・同解説V¹⁾に示されているレベル2地震動タイプIおよびタイプIIの各地震波3波とし、3波による応答を平均して評価

表-5 LRBの断面構成と性能(LRB 1基当たり)

項目	単位	値
有効寸法(橋軸方向)	mm	735
有効寸法(橋軸直角方向)	mm	735
ゴム層の厚さ	mm	32
ゴムの層層	層	4
総ゴム厚	mm	128
ゴムのせん断弾性係数	N/mm ²	1.2
鉛プラグ直径(1本当たり)	mm	106
鉛プラグ本数	本	4
一次形状係数	-	5.367
二次形状係数	-	5.742
ゴム支承の縦弾性係数	N/mm ²	290
ゴム支承の有効面積	mm ²	504926
鉛プラグの面積	mm ²	35299
鉛プラグの面積比率	-	0.070
LRBの降伏荷重	kN	294.3
せん断ばね定数(水平剛性)	kN/m	4734
圧縮ばね定数(鉛直剛性)	kN/m	1143252
鉛プラグのせん断応力度	N/mm ²	2.0
設計変位	mm	320
設計せん断ひずみ	%	250
水平力	kN	1,584
LRBの一次剛性	kN/m	26198
LRBの二次剛性	kN/m	4030
LRBの等価剛性	kN/m	4950
LRBの等価減衰定数	-	0.113

表-6 橋脚およびLRBの最大応答値

入力地震波		LRB 最大せん断ひずみ (%)	橋脚 最大塑性率
タイプI	I-II-1	128	0.700
	I-II-2	119	0.714
	I-II-3	110	0.710
	平均	119	0.708
タイプII	II-II-1	241	1.428
	II-II-2	215	1.179
	II-II-3	289	1.448
	平均	248	1.351
許容値 (変位換算)		250 (320mm)	1.695 (0.0449m)

することを基本とした。

5. LRBの剛性低下と履歴特性の影響

(1) LRBの履歴特性の設定

LRBの履歴特性に支承便覧で設定した履歴を用いた解析を「現行設計」と称する。LRBの剛性低下-15%はゴムのせん断弾性係数の0.85倍として設定した。ハードニングにより増大したG12の積層ゴムの抵抗力は、せん断ひずみ250%で図-1に示したように、 $1.2 \times 1.17 = 1.40\text{N/mm}^2$ である。ハードニングを考慮する履歴形状は、バイリニアモデルとトリリニアモデルの二通りとした。バイリニアモデルは「現行設計」と同様にLRBが降伏荷重以上の作用荷重に対して二次剛性で挙動する履歴であり、トリリニアモデルはバイリニアモデルに対しせん断

図-5 橋脚基部の履歴モデル

図-6 解析モデル

表-7 履歴モデルの一覧

適用履歴	高ひずみ領域	履歴形態	せん断弾性係数の想定 (N/mm^2)	250%抵抗力 (kN)	略記号	
道路橋 支承便覧	線形	バイリニア モデル	1.2 = 1.2	1,584	便Li-Bi-1.0	便 : 支承便覧
			1.2×0.85 = 1.02	1,357	便Li-Bi-0.85	文 : 文献
			1.2×1.17 = 1.404	1,842	便HD-Bi-1.0	Li : 線形
			1.2×0.85×1.17 = 1.1934	1,576	便HD-Bi-0.85	HD : ハードニング
道路橋 支承便覧 準拠※	ハードニング	トリリニア モデル	1.2×1.17 = 1.404	1,842	便HD-Tri-1.0	Bi : バイリニアモデル
			1.2×0.85×1.17 = 1.1934	1,576	便HD-Tri-0.85	Tri : トリリニアモデル
		バイリニア モデル	1.2×1.17 = 1.404	1,836	文HD-Bi-1.0	1.0 : 剛性低下なし
			1.2×0.85×1.17 = 1.1934	1,571	文HD-Bi-0.85	0.85 : 剛性低下-15%
文 献						

※準拠とは、道路橋支承便覧に対しハードニングを見込んでいることをいう。

ひずみ 175%からハードニングが発現するとして、その後の抵抗力はせん断ひずみに対して線形で増加するとした履歴である。また、高橋ら¹²が提案している LRB の設定式を用いた解析による比較も行った。検討に用いたこれらの組合せを表-7に示す。

解析に用いた LRB の履歴形状は、図-7 に示すように最大せん断ひずみを 250%で設定し、解析で得られた最大せん断ひずみによる履歴形状での収束解析は行っていない。図中の(a)には全ての履歴を、(b), (c), (d)および(e)にはそれぞれの履歴特性について剛性低下のない場合と剛性低下が-15%ある場合を示している。

(2) 解析結果

LRB の剛性低下および履歴特性の相違による LRB の最大せん断ひずみと橋脚の最大塑性率を図-8に示す。また、地震波 II-II-1 による LRB および橋脚基部の応答履歴をそれぞれ図-9 および図-10に示す。

(3) 「現行設計」に対するハードニングの影響

「現行設計」に対するハードニングの影響を把握するため、「現行設計」およびハードニングを考慮したバイリニアモデルとトリリニアモデルの3ケースを用い、LRB の最大せん断ひずみ、LRB の応答履歴および橋脚基部の応答履歴を図-11にまとめる。

「現行設計」の LRB の最大せん断ひずみは 250%程度であるが、ハードニングをバイリニアモデルとすると 200%程度に小さくなり、トリリニアモデルとすると 230%程度とバイリニアモデルより大きくなるものの、「現行設計」よりは小さくなる。応答履歴より LRB の抵抗力は、「現行設計」、バイリニアモデルのハードニング、トリリニアモデルのハードニングの順に大きくなっている。同様に、橋脚基部の曲率もこの順に大きい。

(4) 「現行設計」と剛性低下-15%に対するハードニングの影響

「現行設計」および「現行設計」の剛性低下-15%

とそれにハードニングを考慮した LRB の最大せん断ひずみ, LRB の応答履歴, 橋脚基部の応答履歴を図-12にまとめる.

「現行設計」では LRB の最大せん断ひずみは 250% 程度であるが, 剛性低下-15%により 300%程度と大きくなり, 破断の恐れが生じる. しかし, LRB のせん断ひずみはハードニングにより抑制されるので, バイリニアモデルでは 250%程度と「現行設計」に同等となった. ただし, トリリニアモデルでは 270%程度と「現行設計」より大きい. したがって, 実設計に当たっては, ハードニングのモデル化の違

いによる応答への影響を考慮しておく必要がある.

(5) 「現行設計」へのハードニングモデルと文献の応答比較

「現行設計」と文献およびその剛性低下-15%における LRB の最大せん断ひずみ, LRB の応答履歴, 橋脚基部の応答履歴を図-13にまとめる.

LRB の最大せん断ひずみは, 「現行設計」では 250%程度, 「現行設計」の剛性低下-15%では 300%程度である. これに対し, 文献も同等の最大せん断ひずみであり, LRB の応答履歴も同等であるが,

図-9 LRB の応答履歴図 (II-II-1)

図-10 橋脚基部の応答履歴図 (II-II-1)

図-11 「現行設計」に対するハードニングの影響

図-12 「現行設計」と剛性低下-15%に対するハードニングの影響

橋脚基部の曲率履歴は文献と比べ若干の差異が見られる。この差異は、「現行設計」のハードニングの設定に用いたゴムに依存する係数 $Cr(\gamma)$ に、文献に示された値を用いていることによる。ただし、「現行設計」での鉛プラグに関する係数 $q(\gamma)$ には、支承便覧に記載されている値を用いているので、LRB の鉛面積比率の設定によっては、「現行設計」と文

献とでは、応答に差異が生じることあると考えられる。

(6) 時刻歴応答波形と周期特性

II-II-1 を入力した LRB のせん断ひずみおよび橋脚基部の曲率の時刻歴応答波形をそれぞれ図-14 および図-15 に示す。同図(b)には、主要動近傍の 3 ～

図-13 「現行設計」へのハードニングモデルと文献の応答比較

図-14 LRB の時刻歴応答せん断ひずみ波形 (II-II-1)

図-15 橋脚基部の時刻歴応答曲率波形 (II-II-1)

10 秒の応答を拡大した。LRB のそれぞれの履歴形状による応答波形は、履歴形状に係わらずほぼ同じである。しかし、時刻 6.5 秒近傍では最大応答値に差異が見られ、LRB のせん断ひずみは剛性低下 -15%がやや大きく、応答周期もやや長い。LRB の最大せん断ひずみはハードニングを考慮すると小さくなるのに対し、橋脚の最大塑性率はハードニングをトリリニアモデルとすると大きくなっている。また、トリリニアモデルはせん断ひずみ 175%でゴムの剛性が急変するモデルであるが、LRB のせん断ひずみからは 175%に顕著な影響は見られず、橋脚基部の曲率に僅かの変化が見られる程度である。

そこで、卓越周期を把握するため、上部構造の変位によるフーリエスペクトルを図-16 に示す。地震波毎に LRB の履歴特性や剛性低下によらず同等の周期帯で卓越している。II-II-1 では主として 3 つ、II-II-2 では主として 2 つの卓越周期帯が見られ、II-II-3 では単一の周期帯が幅広く分布している。このように、地震波毎に卓越周期帯が異なっているのは、入力地震波の特性および LRB と橋脚の非線形性に起因するものと考えられる。そこで、それぞれの卓越周期帯でフーリエスペクトルが極値となる周期を図-17 に示す。II-II-1 では、概ね周期 1.241 秒が最も卓越しているが、剛性低下のないハードニン

図-16 上部構造の応答変位のフーリエスペクトル

図-17 卓越周期帯でフーリエスペクトルが極値となる周期

グをバイリニアモデルとする「現行設計」と文献では、それより短い周期の 1.024 秒の方がやや卓越している。II-II-2 では、概ね周期 1.138 秒で最も卓越しているが、剛性低下-15%でハードニングを考慮しない「現行設計」では、周期の長い 1.575 秒の方が卓越している。II-II-3 では、卓越周期帯が一つであることにより全てのケースにおいて周期 1.280 秒が最も卓越している。このように、卓越する応答周期は地震波の違いのみならず、剛性低下やハードニングによる履歴特性の相違によっても異なることに留意する必要がある。

(7) バイリニアとトリリニアモデルによる応答相違
解析に用いたハードニングを考慮した LRB のバイリニアモデルとトリリニアモデルの履歴は、図-18

(a)のようにせん断ひずみ 250%の抵抗力が同じになるように設定しているが、同じ地震波を入力しても応答履歴は異なる。例えば、地震波 II-II-1 を入力した剛性低下のない LRB (便 HD-Bi-1.0, 便 HD-Tri-1.0) および剛性低下のある LRB (便 HD-Bi-0.85, 便 HD-Tri-0.85) のそれぞれの応答履歴を図-18(b)および図-18(c)に示す。同図よりバイリニアモデルとトリリニアモデルとは LRB の応答履歴に顕著な差異があり、トリリニアモデルの方がバイリニアモデルより大きくなっている。これは、図-18(a)に示すそれぞれの設定履歴からわかるように、最大せん断ひずみが図-18(b)のように 250%以下となる場合には、同じせん断ひずみではトリリニアモデルの抵抗力はバイリニアモデルより小さいために変形が大きくなり、最大せん断ひずみの増大に応じて抵抗力が

(a)250%せん断ひずみの設定履歴 (b)便 HD-Bi-1.0 と便 HD-Tri-1.0 (c)便 HD-Bi-0.85 と便 HD-Tri-0.85

図-18 バイリニアモデルとトリリニアモデルの履歴比較 (250%時と II-II-1 による応答履歴)

表-8 バイリニアモデルとトリリニアモデルの応答履歴による等価減衰定数と減衰定数別補正係数 (II-II-1)

		時刻	変位	抵抗力	吸収エネルギー	等価減衰定数	減衰定数別補正係数	等価減衰定数
		sec	m	kN	ΔW kN・m	h %	C_D	参考250%時 h %
便HD-Bi-1.0	最大応答直前の負極大時	5.95	-0.199	-6,286	1,335.2	13.0	0.743	10.7
	最大応答変位時	6.56	0.257	7,684				
	最大応答直後の負極大時	7.16	-0.208	-6,502				
便HD-Tri-1.0	最大応答直前の負極大時	5.98	-0.231	-6,211	1,508.1	12.1	0.757	10.2
	最大応答変位時	6.57	0.297	8,436				
	最大応答直後の負極大時	7.20	-0.235	-6,358				

大きくなるためである。しかし、この解析に用いた履歴の最大せん断ひずみは 250%であり、動的解析による最大せん断ひずみと異なるため、履歴設定に用いる最大せん断ひずみを収束させなければ、明確にトリリニアモデルの方が大きい応答になるとは言えない。そこで、図-18(c)に示す剛性低下-15%の LRB の応答履歴を見るとバイリニアモデルの最大せん断ひずみは 250%程度であり、解析で設定した最大せん断ひずみである 250%に一致しているので、最大せん断ひずみにより履歴形状を再設定する必要はない。これに対し、トリリニアモデルの応答履歴はバイリニアモデルより大きく、250%よりも大きくなっているため、履歴形状を応答履歴に収束させる必要があるが、この結果からもトリリニアモデルによる応答がバイリニアモデルより大きくなることは、明かである。同様に、図-11 の橋脚基部の曲率からもトリリニアモデルによる応答の方が大きいことが確認できる。

(8) 応答波形と卓越周期

図-14 の LRB の最大せん断ひずみの発現時刻前後におけるせん断ひずみ極値間の 1 波形より、表-8

に該当する時刻、変位および抵抗力の極値を示す。同表には、その間の吸収エネルギー、等価減衰定数、道路橋示方書¹⁾の減衰定数別補正係数を示している。同表に示した吸収エネルギーは 1 波形分の履歴面積であり、地震開始後からの吸収エネルギーは図-19 に示すようである。なお、等価減衰定数の算定では、ひずみエネルギーは開始時と終了時が閉合するように平均して調整した。表-8 より、吸収エネルギーはトリリニアモデルの方が大きい、等価減衰定数はバイリニアモデルの方が大きくなっている。これは、トリリニアモデルでは同一変位における抵抗力が大きいため、弾性エネルギーが相対的に大きくなることによる。この結果、減衰定数別補正係数はバイリニアモデルの方が 0.014 とわずかに大きい、減衰性能による応答の低減の差を顕著に表すものではない。

(9) 設計における LRB の剛性低下と履歴の配慮

「現行設計」で地震波 3 波平均で評価すると、地震波によってはせん断ひずみは 250%より相当に大きく、図-11(a)に示すように「現行設計」では II-II-3 で 290%程度であり、250%を超えて破断ひずみに近

表-9 過強度検討用の橋脚

		基本橋脚 $\mu = 1.351$	塑性中橋脚 $\mu = 2.005$	塑性大橋脚 $\mu = 3.316$
上部構造質点 (kN)		6430	6430	6430
主鉄筋	材質	SD345	SD345	SD345
	径	D38	D35	D32
横拘束間隔		L750	L750	L1000
LRB構成	平面寸法 (mm)	□ 735	□ 700	□ 675
	一層厚 (mm)	32	25	19
	層数	4	7	8
	総層厚 (mm)	128	175	152
	鉛面積比率	7.0	6.9	7.1
	1次形状係数 S_1	5.37	6.55	8.29
橋脚応答	塑性率	1.351	2.005	3.316
	許容塑性率	1.695	1.628	1.395
LRB	せん断ひずみ (%)	248	246	253
	許容せん断ひずみ (%)	250	250	250

図-19 バイリニアモデルとトリリニアモデルの累積塑性エネルギー (II-II-1)

づいている。これに対して、ハードニングを考慮してバイリニアモデルで解析すると、本ケースでは地震波 3 波のうち最大せん断ひずみは図-11(a)に示すように 230%程度であり、許容せん断ひずみ 250%程度以下であるため、解析値の信頼性は向上すると考えられる。したがって、「現行設計」で LRB の応答を解析した後に、ハードニングを考慮したバイリニアモデルにより検証し、LRB のせん断ひずみが 250%程度以下であることを確認するのがよいと考える。

一方、ハードニングをトリリニアモデルとすることも考えられるが、250%を大きく超過するせん断ひずみ領域での LRB の 3 次剛性の妥当性を検証しておく必要がある。

6. 橋脚の過強度が応答に及ぼす影響

(1) 検討対象橋脚の設定

橋脚の過強度が地震時の応答に及ぼす影響の検討では、5 章で用いた最大塑性率 1.351 の塑性化が小さい橋脚（以下、 $\mu = 1.351$ 橋脚という）に加えて、塑性化 2.005 と 3.316（以下、それぞれ $\mu = 2.005$ 橋脚、 $\mu = 3.316$ 橋脚という）の 2 段階に大きく設定した橋脚を 2 基追加した。これらの 3 基の橋脚とそれぞれに設定した LRB の諸条件を表-9 に示す。塑性化の大きい橋脚を追加したのは、橋脚の過強度が LRB の地震時挙動に与える影響は、橋脚の塑性化の程度により異なるためである。ただし、追加した

橋脚 2 基の最大塑性率は許容塑性率を満足しないが、塑性化の大きい橋脚の過強度による影響を把握するために追加している。ここでは、過強度の変動量にに応じて、過強度を考慮しない“基本”、過強度を考慮する“平均値”および標準偏差“ $\pm\sigma$ ”を考慮する計 4 通りの橋脚特性を設定した。したがって、基本、 $-\sigma$ 、平均値、 $+\sigma$ の順に橋脚の降伏剛性および降伏荷重は大きく、降伏荷重の比率は 1.00 : 1.07 : 1.14 : 1.21 と等差間隔に大きくなっている。

(2) 解析結果

レベル 2 地震動タイプ I およびタイプ II の地震波を入力した LRB の最大せん断ひずみと橋脚の最大塑性率を図-20 に示す。同図の横軸に各橋脚の降伏剛性および降伏荷重を示している。なお、橋脚が弾性応答する場合でも、橋脚の最大変位を降伏変位で除した値も塑性率と称した。ここで、過強度の評価も 3 波による応答を平均して評価することを基本とした。

(3) LRB の最大せん断ひずみに及ぼす影響

図-20 に示すように、タイプ I では橋脚が弾性挙動しているので、橋脚の降伏荷重は LRB の最大せん断ひずみに影響を与えないが、降伏剛性も過強度と共に増大させているので、同図にはこの影響により LRB の最大せん断ひずみが僅かに変動している。したがって、以下はタイプ II の応答により考察する。 $\mu = 1.351$ 橋脚では、LRB の最大せん断ひずみは基本から $-\sigma$ になると大きくなっているが、平均

図-20 橋脚の過強度を考慮した応答

図-21 動的補正係数

値、 $+\sigma$ と過強度が大きくなるにしたがい、逆に小さくなっている。 $\mu = 2.005$ 橋脚では全般的に変化は小さい。これに対し、 $\mu = 3.316$ 橋脚では降伏荷重が大きくなるにしたがい、LRB の最大せん断ひずみは確実に大きくなっている。一般に、橋脚が塑性化する場合、ゴム支承の最大作用力は橋脚の降伏荷重に依存して大きくなり、これに上下部構造間の位相差が影響して作用力が付加される。したがって、塑性化の大きい $\mu = 3.316$ 橋脚での LRB の最大せん断ひずみはこの挙動に合致している。

一方、橋脚の最大塑性率は橋脚の降伏荷重が大きくなると、必然的に小さくなる。したがって、塑性化の大きい $\mu = 3.316$ 橋脚の最大塑性率は、橋脚の降伏荷重の増加にしたがい、ほぼ線形に小さくなっている。しかし、 $\mu = 1.351$ 橋脚および $\mu = 2.005$ 橋脚の最大塑性率の低下傾向は異なっている。これは、 $\mu = 1.351$ 橋脚では平均値、 $+\sigma$ の最大塑性率は

1.0 以下であり、弾性応答しているためである。すなわち、LRB の最大せん断ひずみは橋脚が塑性化していないため、橋脚の降伏荷重の影響を受けることはない。これに対し、 $\mu = 2.005$ 橋脚は過強度に対して塑性化しているが、LRB の最大せん断ひずみは過強度に対する変化はほとんどなく、 $\mu = 3.316$ 橋脚の傾向と合致しない。この理由については、次節で述べる。

(4) 動的補正係数

LRB の最大抵抗力を橋脚の降伏荷重で除した値を動的補正係数と称し、図-21 に示す。一般に、橋脚が塑性化する場合の動的補正係数は、橋脚の降伏荷重が増加しても、同図(b)の $\mu = 3.316$ 橋脚ほどは大きく変化しない。しかし、 $\mu = 1.351$ 橋脚や $\mu = 2.005$ 橋脚の動的補正係数は、降伏荷重の増大にしたがい小さくなっている。しかも、平均値および

図-22 $\mu = 1.351$ 橋脚の過強度時の最大曲げモーメント

$+\sigma$ では動的補正係数は 1.0 より減少しており、これは LRB の作用力が降伏荷重より小さいことを意味する。 $\mu = 1.351$ 橋脚では橋脚が弾性挙動しているためであるが、 $\mu = 2.005$ 橋脚では橋脚が塑性化しているものの、LRB に作用する力は降伏荷重より小さい。このため、LRB の最大せん断ひずみは降伏荷重の増加により大きくならなかったと考えられる。この要因は、橋脚の躯体自身の慣性力や 2 次以上の振動モードが寄与するためと考えられる。

(5) 過強度に対する LRB の評価

免震橋のように橋脚基部の塑性化が制限を受ける場合には、過強度により降伏荷重が増加しても、必ずしも支承の最大せん断ひずみが大きくなるものではないことがわかった。しかし、設計する橋の諸元は様々であり、過強度の影響は異なることが考えられるため、橋毎に過強度が応答に与える影響を確認しておく必要がある。

一方、図-21(a)の動的補正係数は、全て $\mu = 1.351$ 橋脚を用いた振動系であり、さらに弾性応答している地震波もあることより、動的補正係数の変化はほとんどない。ただし、LRB のハードニングをトリリニアモデルとして解析した場合には、動的補正係数は大きくなっている。これは、トリリニアモデルを用いることにより橋脚への作用力が大きくなったためであり、バイリニアモデルを用いた場合より大きくなった。

(6) 過強度が基礎に及ぼす影響

一般に、基礎の降伏荷重は橋脚の降伏荷重の 1.1 倍以上になるように設計され、基礎が橋脚に先行して降伏しないようにしている。しかし、橋脚の過強度により降伏荷重が大きくなると、基礎の降伏荷重

を超えて、基礎が先行して降伏することが懸念される。そこで、橋脚の過強度を考慮した橋脚基部の曲げモーメントと降伏荷重の関係を図-22 に示す。これより、 $\mu = 1.351$ 橋脚を用いた免震橋では過強度によって、弾性応答に近づくか弾性応答となる。この結果、橋脚基部の曲げモーメントは大きくなり、過強度のない橋脚の降伏曲げモーメントの 1.1 倍を僅かに超える程度になっている。したがって、橋脚の塑性化が制限を受ける免震橋では、LRB の最大せん断ひずみは過強度の影響を受けにくいものの、基礎に対する安全性について配慮しておく必要がある。

7. まとめ

本ケーススタディの結果のまとめを以下に示す。

- (1) LRB の「現行設計」にハードニングを考慮すると、LRB の最大せん断ひずみは低下し、「現行設計」で最大せん断ひずみが 250%程度であったのが、ハードニングを考慮したバイリニアモデルおよびトリリニアモデルではそれぞれ 200%程度および 230%程度に低下する。一般に、ハードニングを考慮する場合、LRB の最大せん断ひずみは本論文のようなトリリニアモデルの方がバイリニアモデルより大きくなるようである。
- (2) 「現行設計」により LRB の最大せん断ひずみを 250%程度に設計した場合に剛性低下-15%を考慮すると、LRB の最大せん断ひずみは 300%程度と大きくなって破断の恐れが生じる。しかし、ハードニングは必ず発現するため、それをバイリニアモデルで考慮すると 250%程度に低減され問題になりにくくなる。ただし、トリリニアモデルで考慮すれば 270%程度と、許容せん断ひずみ 250%より大きくなっている。したがって、ハードニングを考慮して設計する場合には、ハードニングのモデル化の手法を検討しておく必要がある。
- (3) 免震橋での卓越周期は、地震波の相違のみならず、LRB の履歴設定および非線形性によっても異なることを理解しておく必要がある。
- (4) 橋脚の過強度は、免震橋のように橋脚の許容塑性率が小さく設定される場合には、LRB の最大せん断ひずみへの影響は小さいことを期待できる。しかし、橋脚を大きく塑性化させる設計では、橋脚の過強度により支承の最大せん断ひずみが大きくなることに留意が必要である。本論文では以上に示したように、LRB の「現行

設計」は LRB の性能が各種依存性や耐久性により剛性が低下しても、高ひずみ域で発現するハードニングにより設計で想定する応答より大きくなりにくいことを確認した。また、橋脚の過強度は、橋脚の塑性化に制限を受ける免震設計では、影響が小さいことがわかった。これらのことより、実設計では現状の設計手法による免震設計を行えば、免震支承 (LRB) の性能変動や橋脚の過強度による免震支承の応答が許容せん断ひずみを大きく超過する可能性は、小さいことを期待できる。

8. あとがき

本論文では LRB を用いた橋から単柱橋脚モデルを取り出し、LRB の剛性が設計の想定より小さくなる場合や、橋脚の降伏荷重が大きくなるを対象に、LRB の地震時の安全性を評価した。これに対し、LRB の剛性が設計の想定より大きくなる場合には、橋脚に大きな慣性力が作用して地震時の橋脚の安全性を損なう可能性がある。しかし、一般に橋脚の設計は LRB に比べると地震時の余裕が大きく、過強度により橋脚の降伏荷重は設計で想定する値より大きい。さらに、免震設計された橋脚の地震時の安全率は分散支承 (RB) の 2 倍としているため地震時の安全性に対する余裕が大きいと考えられるが、免震橋としての地震時挙動が必ずしも担保されている訳ではないことに留意を要する。このような観点から、免震橋の橋脚の応答増大による橋脚の安全性についても評価することが望まれる。

本論文では免震支承の応答が増大する要因として、温度変化等による不静定力、連続桁の慣性力分散および基礎地盤の特性については検証していない。この内、温度変化は確定的に生じる事象であり、多径間連続桁橋のように伸縮桁長が大きくなると低温時および高温時での地震時の応答に与える影響が確実に大きくなる。不静定力の多くは、橋脚が塑性化することにより解放されるが、橋脚の塑性率が大きくかつ残留変位が大きくなるとともに、支承の応答変形および残留変位も大きくなる。したがって、不静定力が大きくなると考えられる橋では、温度変化時の変形状態での地震時の挙動を検証することが望まれる。また、支承の履歴特性も温度変化が影響するので、それを考慮した履歴形状を用いることが望まれる。ただし、一般的な橋長が長くない橋では、温度変化が地震時の応答に与える影響が小さいので、考慮する必要がないと考えられる。一方、連続桁の慣性力分散の変動については、橋脚ごとの免震

支承の性能変動が影響しやすいことから、同一橋に用いる免震支承の製造ロットを極力同じとして、免震支承間での相対的な性能変動を小さくするのがよい。この結果、連続桁の水平力分散状況に与える影響を小さくなり、設計で想定する地震時挙動を損ないにくいことを期待できる⁸⁾。また、基礎地盤の特性の影響は、特性の変動幅が大きいと考えられる。したがって、設計条件の設定が難しいので、免震橋のように橋脚を副次的に塑性化させて、地盤の変動が地震時の応答に影響を与えにくくするのがよいと考えられる。

付録 東・中・西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領¹¹⁾の R_K -算定式

$$R_K = -\sqrt{(R_K(\text{初期}))^2 + (R_K(\sim\text{周期}))^2 + (R_K(\sim\text{温度}))^2 + (R_K(\sim\text{面圧}))^2 + (R_K(\sim\text{圧縮疲労})) + (R_K(\sim\text{せん断疲労}))} \geq -0.15 \quad (\text{付 1})$$

ここに、

$R_K(\text{初期})$ ：納入時設計値に対する測定値 (23℃) の

$$\left(\frac{K_{BC}(\text{測定値})}{K_{BC}(\text{設計値})} - 1 \right), 0$$

のうち小さい方の値

$R_K(\sim\text{周期})$ ：周期依存性の試験結果より、

$$\left(\frac{K_{BC}(1.0\text{sec})}{K_{BC}(2.0\text{sec})} - 1 \right), \left(\frac{K_{BC}(3.0\text{sec})}{K_{BC}(2.0\text{sec})} - 1 \right), 0$$

のうち小さい方の値

$R_K(\sim\text{温度})$ ：温度依存性試験の温度依存性曲線から

$$\left(\frac{K_{BC}(\text{プラス限界温度})}{K_{BC}(\text{基準温度})} - 1 \right), \left(\frac{K_{BC}(\text{マイナス限界温度})}{K_{BC}(\text{基準温度})} - 1 \right), 0$$

のうち小さい方の値

$R_K(\sim\text{面圧})$ ：面圧依存性の試験結果より、

$$\left(\frac{K_{BC}(3N)}{K_{BC}(6N)} - 1 \right), \left(\frac{K_{BC}(9N)}{K_{BC}(6N)} - 1 \right), 0$$

のうち小さい方の値

$R_K(\sim\text{圧縮疲労})$ ：圧縮疲労試験結果より、

$$\left(\frac{K_{BC}(200 \text{ 万回})}{K_{BC}(\text{初期})} - 1 \right), 0$$

のうち小さい方の値

$R_K(\sim\text{せん断疲労})$ ：せん断疲労試験結果より、

$$\left(\frac{K_{BC}(5000 \text{ 回})}{K_{BC}(\text{初期})} - 1 \right), 0$$

のうち小さい方の値

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, 2012.
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧, 2004.
- 3) 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の復元力特性のモデル化に関する研究, 第 71 回土木学会年次講演概要集, 2016.
- 4) 松田泰治, 宇野裕恵, 宮本宏一, 柚木浩一: 温度による桁の伸縮を考慮した橋梁の応答評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1039-1044, 2008.
 - 5) 宇野裕恵, 松田泰治, 宮本宏一, 柚木浩一, 長悟史, 篠田隆作: 温度変化が免震橋・非免震橋の地震時挙動に及ぼす影響, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.577-584, 2010.
 - 6) 北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会: 北海道における鋼道路橋の設計および施工指針 [第 1 編] 設計・施工編, 2012.
 - 7) 中村圭佑, 奥井義昭, 今井隆, 佐藤京: 自己発熱を考慮した雰囲気温度における高減衰ゴム支承の特性値及び地震時温度上昇量の検討, 第 71 回土木学会年次講演概要集, I-215, 2016.
 - 8) 財団法人道路保全技術センター: 既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き (案), 2005.
 - 9) 小坂晃, 井上清孝, 仙田利明, 七戸文雄, 今井隆: 橋梁用 LRB の耐久性に関する実験的研究, 第 58 回土木学会年次講演概要集, I-371, 2013.
 - 10) 七戸文隆, 久慈茂樹, 宇野裕恵, 小坂晃, 今井隆: 橋梁用 LRB の性能安定性に関する実験的研究, 第 58 回土木学会年次講演概要集, I-370, 2013.
 - 11) 東・中・西日本道路株式会社: 構造物施工管理要領, 2016.
 - 12) 高橋良和, 篠原聖二, 星隈順一: 免震支承の設計モデルの高度化, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2014.
 - 13) 足立幸郎, 運上茂樹: 免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響, 第 4 回地震保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム概要論文集, 2000.
 - 14) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- (2016.11.4 受付, 2016.12.27 修正, 2017.2.18 受理)

STUDY ON INCREMENT OF SEISMIC RESPONSE DUE TO CHANGE OF CHARACTERISTIC OF LRB AND OVER STRENGTH OF RC PIER

Nobuyuki NAITO, Taiji MAZDA, Hiroshige UNO and Masahide KAWAKAMI

As the characteristic of Isolation bearing using for bridges changes according to various factors, the seismic behavior sometimes occurs different from the behavior expected in design. In this paper, we studied the influence gotten by the reduction of bearing stiffness due to dependence factors and investigated the effect derived by hardening characteristic of rubber bearing. Furthermore, we researched the influence to LRB induced by the over strength of RC pier. As a result, the share deformation ratio of LRB is apt to approach to the crash share deformation ratio, but we certified that it was reduced by hardening characteristic in high share deformation range. On the other hand, the over strength of RC pier doesn't influence so much to seismic behavior of LRB which pier yields a little in seismic design.