第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2022年7月）

高減衰積層ゴムの復元力特性のモデル化が橋梁の耐震性能に及ぼす影響検討

鍋島　信幸[1]・新名　裕[2]・小澤　亨[3]

[1]正会員　株式会社長大　構造事業本部第１構造事業部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）
[2]正会員　株式会社川金コアテック 営業企画管理部（〒332-0015 埼玉県川口市川口2-2-7）
[3]非正会員　株式会社川金コアテック 橋梁営業部（〒332-0015 埼玉県川口市川口2-2-7）

1. はじめに

免震ゴム支承を用いた免震橋の設計では，橋の耐荷性能が免震ゴム支承によるエネルギー吸収能に大きく依存しているため，使用する免震ゴム支承が有する力学的特性を適切に設計モデルに反映させることが重要である．

現行の道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[1)]や道路橋支承便覧[2)]では，免震ゴム支承を適用した免震橋の動的照査において，免震ゴム支承の復元力特性はバイリニアでモデル化することが記載されている．しかし，実製品ではMullins効果と呼ばれる最大経験ひずみ依存性により，同じ加振せん断ひずみであっても過去に経験した最大せん断ひずみの大きさによって，力学的特性が大きく異なることが知られている．さらにせん断ひずみが制限値以下であっても変位量が大きくなるにつれて剛性が大きくなるハードニング現象の発現も確認されている．これらの影響により免震支承を用いた免震橋において免震支承がエネルギー吸収能を発揮する前に橋脚の塑性化が進行し，橋脚において設計で考慮した限界状態を超える応答が生じるなど，免震橋の耐荷性能に影響を及ぼす可能性が懸念されている．

これらの現象に対して内藤ら[3)]は，鉄道で使用した鉛プラグ入り積層ゴム支承合計98試験体の製品検査結果から，Mullins効果とハードニングの双方を考慮したDouble-Taget型トリリニアモデル(以下，DTモデル)を作成し，橋脚単体系の動的解析により応答値の傾向を分析している．また，新名ら[4)]は，道路橋で使用されたせん断弾性係数1.2N/mm^{2}の高減衰積層ゴム支承100体の製品検査データから，Mullins効果とハードニングの双方を考慮した設計

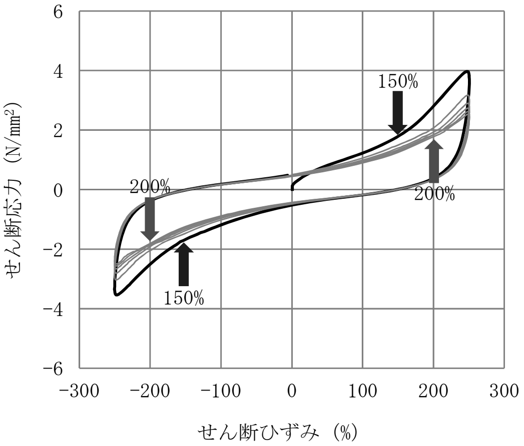


図-1 高減衰積層ゴム支承の実履歴特性

履歴モデルの検討を行っている．

そこで本検討では，新名らが提案する高減衰積層ゴム支承を対象としたDTモデルを橋梁全体系モデルに組み込んで非線形動的解析を実施し，現行のバイリニアモデルを用いた動的解析結果との差異を整理し分析した．

2. Double-Targetトリリニアモデルの設定

(1) 実製品の検査結果

今回用いるDTモデルの履歴則の設定は，高減衰積層ゴム支承製品100体に対して限界状態1に対応する水平変位（せん断ひずみ175%）で11回の正負交番繰返し載荷した試験結果と，限界状態2に対応する水平変位（せん断ひずみ250%）で6回の正負交番繰返し載荷した試験結果を用いて行った．試験の詳細は，文献4を参照されたい． **図-1**は，高減衰積層ゴム支承の性能試験の一例である．黒線が１ループ

の履歴特性，灰色で2～6ループ目の履歴特性である．現行の道路橋支承便覧のバイリニア特性は，灰色の2～6ループ目の履歴を表現できるように設定されており，1ループ目の以下の特徴は考慮されていない．

①最大経験ひずみ依存性(Mullins効果)により，2ループ以降より大きな履歴特性を描くこと．

②2～6ループ目のハードニングは±200%で発現するのに対し，1ループ目は±150%で発現すること．

(2) 設計履歴モデル

本検討では，内藤らが提案しているMullins効果とハードニング双方を考慮することができるDTモデルを用いて検討を行う．DTモデルの履歴特性を**図-2**に，最大経験ひずみの履歴特性を**図-3**に示す．

DTモデルでは，1ループ目は原点からA-B-Cと進み，反転すると切片応力がτ_1からτ_2に低下しC-D-Eと進む．ハードニングが開始するひずみは1ループ目と2ループ目以降でそれぞれ設定する．負側は1ループ目のため-γ_1からハードニングし，E-Fと進む．さらに反転しF-Gと進んだ後，正側は2ループのためγ_2からハードニングしG-H-Iと進む．ハードニングに達していないせん断ひずみの領域で反転した場合についての履歴ルールは**図-3**に従う．原点からA-B-Cと反転すると切片応力がτ_1からτ_2に低下しC-D-Eと進む．正側最大経験ひずみγ_{max}と負側最大経験ひずみγ_{min}のうち絶対値の大きい方を更新してひずみが進行するときに切片応力がτ_1に向かって回復しE-F-G-Hのように進む．

ここで，設定するパラメータは以下である．

G_1：1ループ目骨格曲線 2次剛性（kN/m^2）

G_2：2ループ目以降骨格曲線 2次剛性（kN/m^2）

G_3：1ループ目骨格曲線 ハードニング剛性（kN/m^2）

G_4：2ループ目以降骨格曲線 ハードニング剛性（kN/m^2）

G_5：除荷剛性（kN/m^2）

τ_1：1ループ目骨格曲線 切片応力（kN/m^2）

τ_2：2ループ目以降骨格曲線 切片応力（kN/m^2）

γ_1：1ループ目骨格曲線 ハードニング歪（%）

γ_2：2ループ目以降骨格曲線 ハードニング歪（%）

H：ゴム層厚（m）

A：有効せん断断面積（m2）

(3) DTモデルの各パラメータの設定

せん断ひずみ175%における繰り返しせん断変形試験結果の切片応力比率τ_1/τ_2の頻度分布は，平均値は1.269，標準偏差は0.061，変動係数は4.8%であったことから，本検討での切片応力比率は平均値の1.269を用いた．

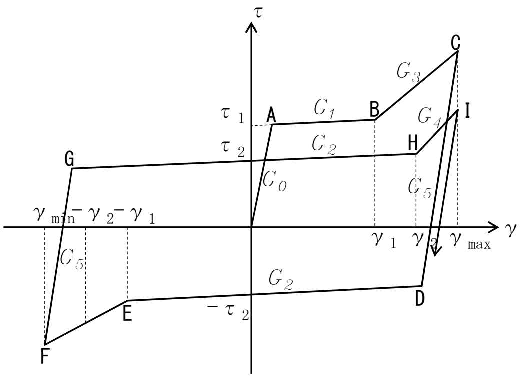


図-2 Double-Tagetモデル

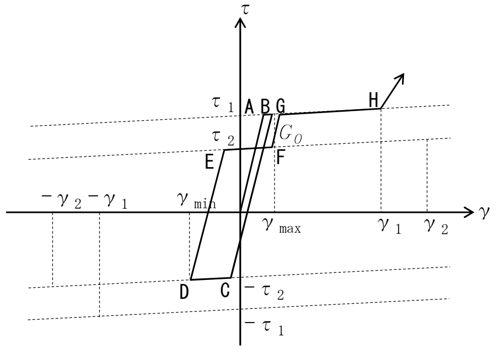


図-3 最大経験ひずみの履歴特性

表-1 DTモデルの入力値（Case1）

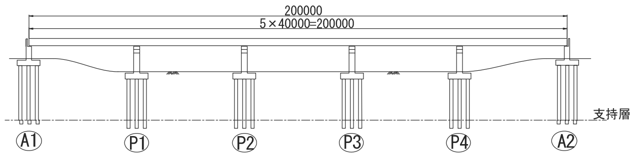
Case1	G_1 kN/m^2	G_2 kN/m^2	G_3 kN/m^2	G_4 kN/m^2	G_5 kN/m^2	τ_1 kN/m^2	τ_2 kN/m^2
A1	4153.8	4153.8	11499.7	11499.7	43760.0	3655.2	2880.4
P1	4951.4	4951.4	13707.7	13707.7	51890.0	4165.8	3282.7
P2	4897.3	4897.3	13558.1	13558.1	51330.0	4159.3	3277.6
P3	4897.3	4897.3	13558.1	13558.1	51330.0	4159.3	3277.6
P4	4951.4	4951.4	13707.7	13707.7	51890.0	4165.8	3282.7
A2	4153.8	4153.8	11499.7	11499.7	43760.0	3655.2	2880.4

表-2 DTモデルの入力値(Case2)

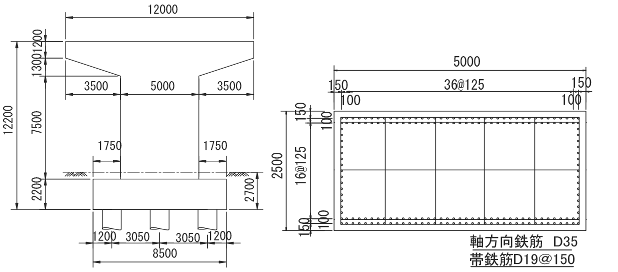
Case2	G_1 kN/m^2	G_2 kN/m^2	G_3 kN/m^2	G_4 kN/m^2	G_5 kN/m^2	τ_1 kN/m^2	τ_2 kN/m^2
A1	4004.6	4004.6	11086.5	11086.5	42140.0	3618.4	2851.4
P1	4624.1	4624.1	12801.6	12801.6	48470.0	4010.7	3160.6
P2	4612.1	4612.1	12768.4	12768.4	48350.0	3999.2	3151.5
P3	4612.1	4612.1	12768.4	12768.4	48350.0	3999.2	3151.5
P4	4624.4	4624.4	12802.4	12802.4	48470.0	4011.0	3160.8
A2	4004.6	4004.6	11086.5	11086.5	42140.0	3618.4	2851.4

また，ハードニングの剛性については，せん断ひずみ250%における繰り返しせん断変形試験に対応した8体の試験体の平均剛性比率G_4/G_2として，2.768と設定した．

以上より，今回設定した高減衰積層ゴム支承のDTモデルの入力値は，後述するCase1とCase2に対して，**表-1**と**表-2**のように設定した．



（１）橋梁側面図



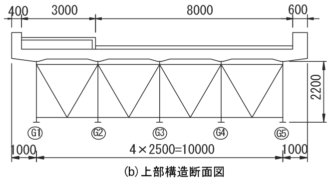
（２）橋脚の諸元

（３）免震支承の諸元

	個数	G 値	橋軸長さ	橋直長さ	一層ゴム厚	層数	ゴム総厚	形状係数	
	n (個/脚)	Ge (N/mm^2)	a (mm)	b (mm)	te (mm)	n	Σte (mm)	S1	S2
A1	5	1.0	550	550	27	5	135	5.1	4.1
P1	5	1.2	700	700	27	4	108	6.5	6.5
P2	5	1.2	700	700	28	4	112	6.3	6.3
P3	5	1.2	700	700	28	4	112	6.3	6.3
P4	5	1.2	700	700	27	4	108	6.5	6.5
A2	5	1.0	550	550	27	5	135	5.1	4.1

図-4　Case1（基本ケース）の橋梁の諸元

表-3　上部構造の荷重



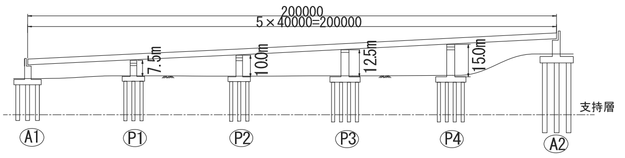
	死荷重 kN	活荷重 kN
A1, A2	2450	1370
P1, P4	6960	2550
P2, P3	5980	2450

3. 検討条件

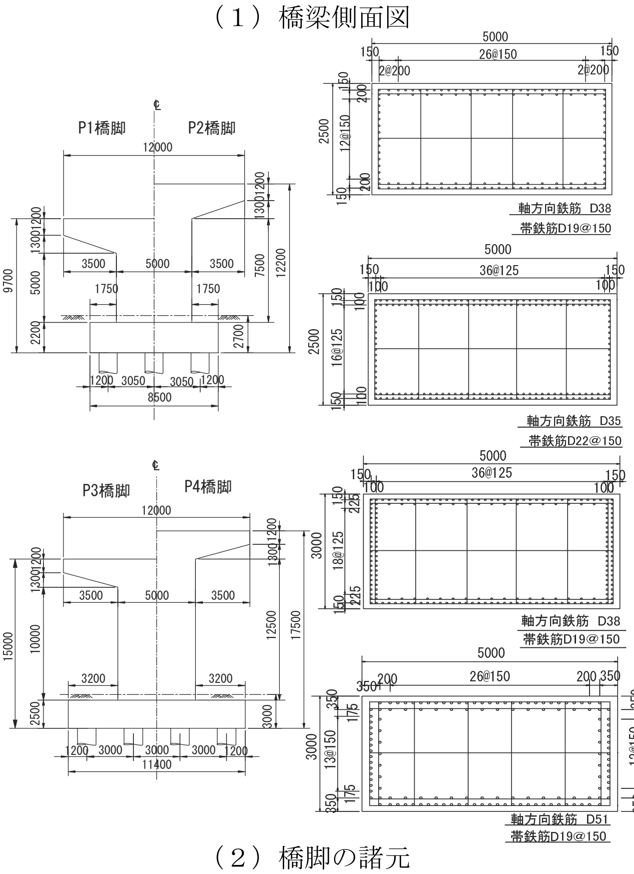
(1) 対象橋梁

対象橋梁は，**図-4**に示す各橋脚の諸元が同一の高架橋「Case1：基本ケース」と，**図-5**に示す各橋脚の橋脚高が異なる高架橋「Case2：橋脚高変化ケース」の2橋とした．Case2の橋脚は，柱部の高さが7.5m,10.0m,12.5m,15.0mと徐々に高くなるよう設定した．いずれの橋梁もII種地盤上にある直線の免震橋とし，両端部が橋台の5径間連続非合成鈑桁橋，中間橋脚は単柱式のRC橋脚とした．上部構造重量を，**表-3**に示す．また，基礎構造は，橋台部も含め場所打ち杭基礎とした．支承条件は，橋軸方向は「免震」，橋軸直角方向は「固定」とした．

橋梁諸元は，平成29年道路橋示方書に準じて試設計した．実際の照査結果は5.に後述するが，免震支承のせん断の照査が制限値の概ね90%以上，橋脚の曲げ変位が降伏以上かつ制限値以下となるように試設計した．免震支承は，下部構造の変形の大きさに応じて変形量を調整した．具体的には，下部構造の変形量が小さく変動作用時の回転の照査が厳しい橋台位置の支承はゴム厚を高くし，Case2の各橋脚位置の免震支承のゴム厚はP1からP4にかけて徐々に低くした．なお，ここでは示さないが，橋軸直角方向の照査や橋脚のせん断の照査，杭基礎の照査なども満足する諸元とした．



（１）橋梁側面図



（２）橋脚の諸元

（３）免震支承の諸元

	個数	G 値	橋軸長さ	橋直長さ	一層ゴム厚	層数	ゴム総厚	形状係数	
	n (個/脚)	Ge (N/mm^2)	a (mm)	b (mm)	te (mm)	n	Σte (mm)	S1	S2
A1	5	1.0	600	600	29	5	145	5.2	4.1
P1	5	1.2	750	750	29	4	116	6.5	6.5
P2	5	1.2	700	700	28	4	112	6.3	6.3
P3	5	1.2	700	700	28	4	112	6.3	6.3
P4	5	1.2	650	650	26	4	104	6.3	6.3
A2	5	1.0	600	600	29	5	145	5.2	4.1

図-5　Case2（橋脚高変化ケース）の諸元

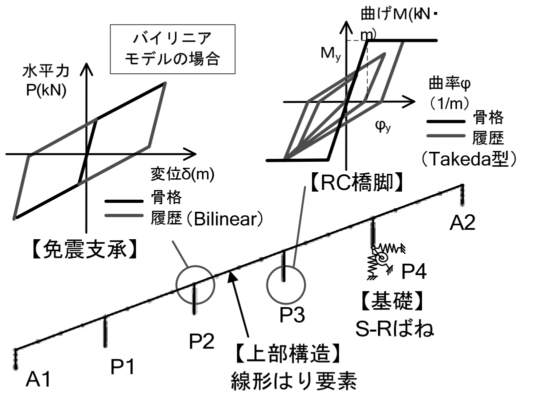
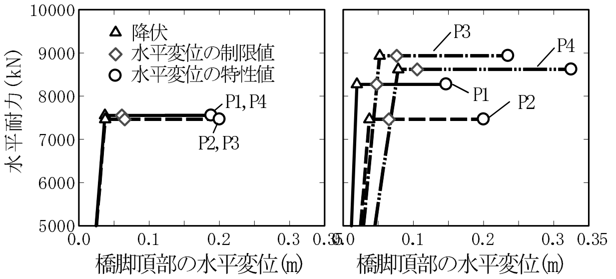


図-6　動的解析モデル（骨組み：Case1）



(1)Case1　　(2)Case2

図-7　橋脚の荷重-変位関係

(2) 解析モデルの概要

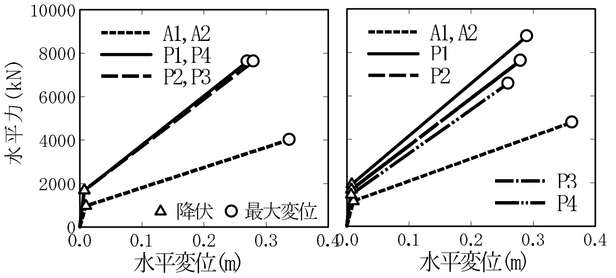
検討に用いる解析モデルは，図-6に示すように，3次元の非線形はりモデルとした．上部構造は１本の線形はり要素でモデル化し，支承部は1支承線5基の支承を１つの非線形ばね要素に集約したモデルとした．橋脚は，橋脚の塑性ヒンジ区間に橋脚の曲げの非線形性を集約した非線形はり要素を配置し，それ以外は線形はり要素でモデル化した．フーチングの下面には，基礎-地盤間の剛性を考慮したS-Rばね（線形ばね要素）とした．また，解析モデル上の重量は，死荷重の荷重係数（γ_q=1.05）を考慮した．

表-4に，橋脚の非線形性に関する数値を示す．Case1の橋脚は，上部構造の死荷重反力の違いで若干の違いはあるが，ほぼ同等の曲げ耐力である．Case2の橋脚は橋脚高は異なるが，降伏震度が同程度になるよう曲げ耐力を調整した．図-7に，各橋脚の荷重-変位関係を示す．原点付近は表示していないが，いずれも原点を通る完全バイリニア型の骨格曲線とし，履歴則は武田型（α=-0.5）とした．また，免震橋梁のため道示V14.3で規定された免震支承を有する橋脚に対する係数α_m(=2.0)を考慮した．そのため，水平変位の制限値は特性値の0.325倍と小さい．

図-8に，各支承の荷重-変位関係の骨格曲線を示す．骨格曲線は想定するせん断ひずみに応じて変化するが，図は250%変位時のものを示した．なお，

表-4　橋脚の非線形特性

項目		単位	Case1		Case2			
			P1, P4	P2, P3	P1	P2	P3	P4
橋脚高	H	m	10.0	10.0	7.5	10.0	12.5	15.0
塑性ヒンジ長	Lp	m	0.759	0.729	0.794	0.729	0.815	0.776
降伏耐力	Py	KN	7554	7458	8273	7458	8928	8616
降伏変位	δy	m	0.0372	0.0374	0.0196	0.0374	0.0521	0.0787
水平変位の制限値	δ_{ls2di}	m	0.0613	0.0651	0.0478	0.0651	0.0764	0.1057
水平変位の特性値	δ_{ls2}	m	0.1885	0.2004	0.1471	0.2004	0.2351	0.3253
降伏曲げモーメント	M_y	kNm	72678	71865	58763	71865	107967	125897
降伏曲率	ϕ_y	1/m	3.45E-3	3.63E-3	2.62E-3	3.63E-3	3.59E-3	4.36E-3
水平変位の特性値に対応する曲率	ϕ_u	1/m	2.42E-2	2.68E-2	2.52E-2	2.68E-2	2.22E-2	2.61E-2
橋軸方向の分担重量	W	kN	8354	8354	8867	8060	9387	9185
降伏震度	Ky	-	0.90	0.89	0.93	0.93	0.95	0.94



(1)Case1　　(2)Case2

図-8　免震支承の荷重-変位関係

表-5　ケース名

Case 名	橋梁	免震支承の履歴特性
Case1b	基本ケース	バイリニアモデル
Case1d		DT モデル
Case2b	橋脚高変化ケース	バイリニアモデル
Case2d		DT モデル

履歴則はバイリニアとDTモデルの2種類とした．

解析ケースを表-5に示す．地震動は，応答が大きくなるレベル2タイプII地震動の標準加速度波形3波とした．

4. 固有振動特性

固有値解析結果を表-6に，固有値解析結果を踏まえて設定したRayleigh型粘性減衰を図-9に，Rayleigh型粘性減衰を設定するための2つのモードを図-10に示す．免震支承の剛性はバイリニアモデル時での応答ひずみ相当の等価剛性とした．Case1，Case2共に１次モードは主桁が橋軸方向にスウェイするモードであり，刺激係数が最も大きいモードとなる．固有周期は1.1秒で程度である．橋脚が振動するモードでは，Case1では橋脚諸元が同じであるP1,P4橋脚またはP2,P3橋脚がまとめて振動し，Case2では各々の橋脚が振動するモードが，橋脚高の高いP4橋脚か

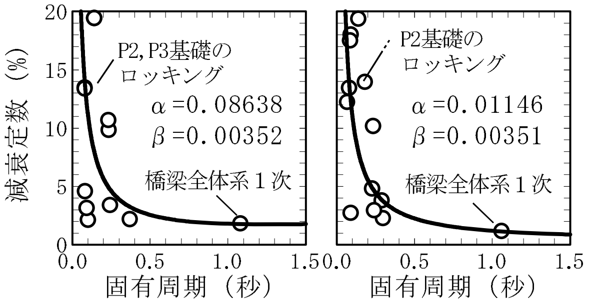
表-6　固有値解析結果

(1)Case1

	固有周期	モード減衰	刺激係数
	(s)	(%)	(-)
1	1.084	1.8	61.8
5	0.372	2.1	-0.4
8	0.245	3.4	-5.3
10	0.237	9.8	-23.9
13	0.235	10.6	-31.8
17	0.143	19.4	-1.6
18	0.143	19.4	-35.2
20	0.104	2.1	0.7
23	0.095	3.1	0.2
25	0.085	4.5	-0.2
28	0.083	13.4	-23.9
30	0.082	13.4	23.9

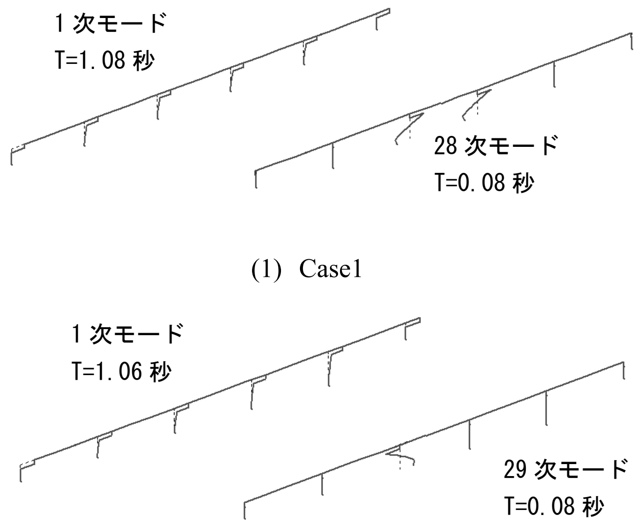
(2)Case2

	固有周期	モード減衰	刺激係数
	(s)	(%)	(-)
1	1.063	1.13	61.8
6	0.301	2.22	2.4
7	0.292	3.75	21.8
9	0.243	2.92	-7.3
10	0.237	10.14	18.0
11	0.230	4.76	-23.7
15	0.184	13.92	-21.7
18	0.142	19.34	-35.2
24	0.094	17.98	30.1
25	0.093	2.68	1.5
26	0.089	17.46	28.5
29	0.082	13.40	16.9
33	0.069	12.19	-13.7



(1)Case1　　(2)Case2

図-9　Rayleigh型粘性減衰



(2) Case2

図-10　固有振動モード

ら順次現れる．Rayleigh型粘性減衰がCase1とCase2で大きな差がないようにするため，Case2のRaleigh型粘性減衰を設定する時の2つ目のモードは，Case1と同じ橋脚諸元を有するP2橋脚に着目して設定した．なお，いずれも免震支承にRayleigh型粘性減衰が作用しないように，部材別Rayleighとした．

表-7　Case1の免震支承のせん断ひずみの照査

	応答せん断ひずみ				制限値	比率（応答／制限）		Case1d／Case1b
	Case1b		Case1d					
	各波形	3波平均	各波形	3波平均		Case1b	Case1d	
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	
A1	244	249	224	226	250	1.00	0.91	0.91
	201		202					
	302		252					
P1	253	247	212	209	250	0.99	0.84	0.85
	207		200					
	281		217					
P2	247	241	209	207	250	0.96	0.83	0.86
	201		193					
	276		218					

表-8　Case1の橋脚の曲げ変位の照査

	応答曲げ変位				制限値	比率（応答／制限）		Case1d／Case1b
	Case1b		Case1d					
	各波形	3波平均	各波形	3波平均		Case1b	Case1d	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(-)	(-)	
P1	**39.5**	54.4	**75.0**	83.1	61.3	0.89	**1.36**	1.53
	32.3		**47.3**					
	91.3		**127.1**					
P2	37.4	51.9	**67.0**	77.4	65.1	0.80	**1.19**	1.49
	32.8		**43.8**					
	85.6		**121.5**					

5. 解析結果及び考察

(1) Case1（基本ケース）

表-7に免震支承のせん断ひずみ，表-8に橋脚の曲げ変位の照査結果を示す．照査は3波平均の値に対して実施したが，各波形の応答も合わせて表示（上から標準加速度波形II-II-1～3（以下「標準加速度波形」は省略））した．なお，表-8の「各波形」のゴシック表記は，降伏以上の応答を表す．応答値の傾向は，免震支承・橋脚のいずれも，II-II-3＞II-II-1＞II-II-2であった．

免震支承の履歴の代表として，II-II-3入力時のP1橋脚の応答を，図-11に示す．Case1bでは最大せん断ひずみγ_{max}=281%，最大水平力P_{max}=8700kNであるのに対し，Case1dではγ＞150%で現れるMullins効果を含んだハードニングにより，Case1bよりせん断ひずみは小さくても大きな水平力が作用する（γ_{max}= 217%，P_{max}=9770kN）．図-12は，図-11のCase1dの正側の応答を拡大したものである．せん断ひずみが50%～100%の間ではMullins効果が現れ，150%以上ではさらにハードニングの影響が現れていることがわかる．図-13には橋脚の履歴の代表として，II-II-3入力時のP1橋脚の応答を示す．Case1dではCase1bに対し，特に正側の応答曲率が大きく変化しているのが確認できる．

以下，5項目に着目して考察した．

a)部材の照査結果

表-7の免震支承のせん断ひずみの照査では，Case1dがCase1bよりも全体的に応答が低下し，その程度は85%～90%程度であった．一方，表-8に示す

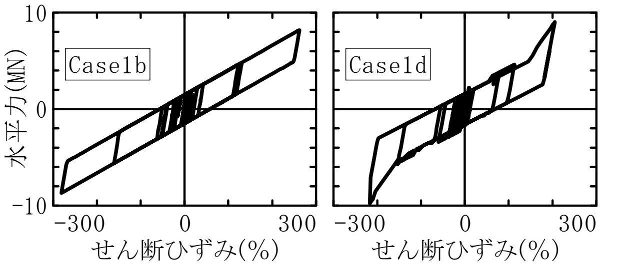


図-11 P1橋脚の免震支承の荷重-変位関係(Ⅱ-Ⅱ-3)

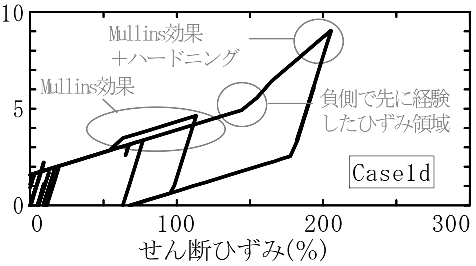


図-12　DTモデルの応答(Ⅱ-Ⅱ-3)

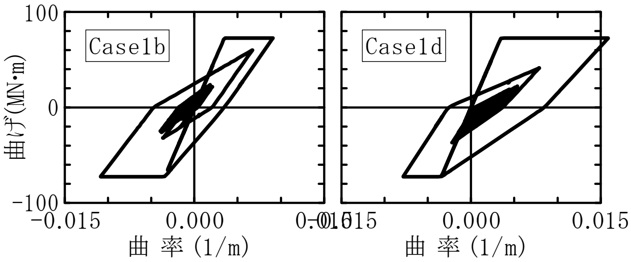


図-13　P1橋脚のM-φ関係(Ⅱ-Ⅱ-3)

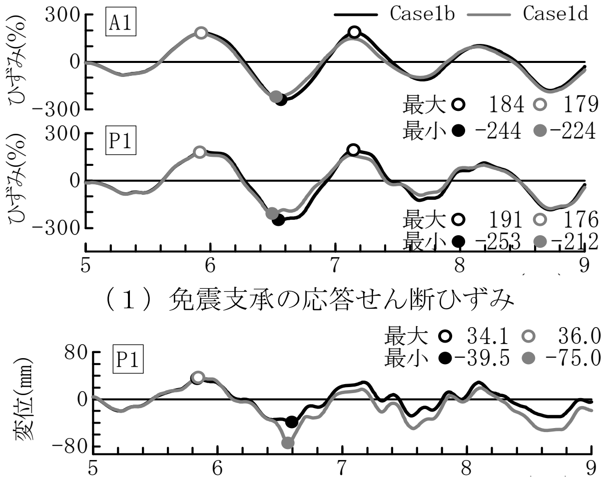
橋脚の曲げ変位の照査では，免震支承と異なり，Case1dがCase1bよりも全体的に20%～40%程度応答が増加した．これは，免震支承のハードニング＋Mullins効果により，より小さなせん断ひずみでより大きな水平力が作用したためである．

b)橋台部の分担重量

表-7におけるCase1bとCase1dの応答の比率をみると，橋台部の方が橋脚部に比べて比率が小さい．この傾向は，**表-10**に後述するCase2でも確認できる．これは，ハードニング+Mullins効果が生じた時に，塑性化を許容する設計の橋脚部では，負担できる水平力が橋脚の曲げ耐力相当で頭打ち（≒応答せん断ひずみの低下）になるのに対し，弾性設計である橋台部には，負担できる水平力の上限がないためと考えられる．すなわち，Mullins効果の影響により橋台部の分担重量は，大きくなる傾向がある．

c)最大応答発生付近の挙動

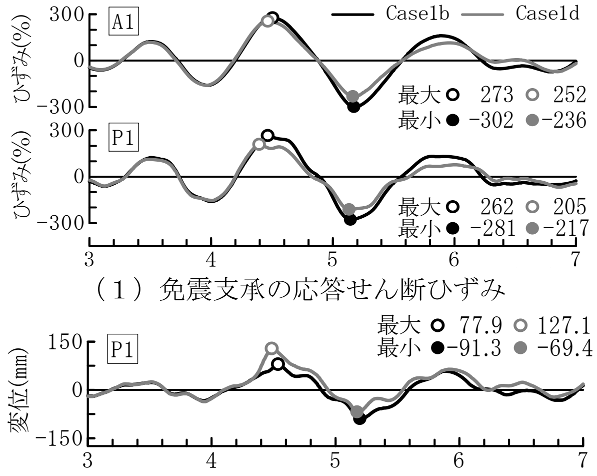
表-8に示す橋脚の曲げ変位のCase1bからCase1dへの応答変化は，全体的に増加傾向はあるものの，その程度は波形ごとに異なる．例えばP1橋脚の曲げ変位の増加率は，II-II-1～3では1.90倍,1.46倍, 1.39倍となる．この差の要因を，**図-14**(II-II-1入力時)と**図-**



（1）免震支承の応答せん断ひずみ

（2）橋脚の応答曲げ変位

図-14　標準加速度波形Ⅱ-Ⅱ-1入力時の応答



（1）免震支承の応答せん断ひずみ

（2）橋脚の応答曲げ変位

図-15　標準加速度波形Ⅱ-Ⅱ-3入力時の応答

15 (II-II-3入力時)の免震支承のせん断ひずみと橋脚の曲げ変位の最大応答付近の応答波形より分析した．

II-II-1入力時は，6.5秒付近で初めて支承のせん断ひずみが200%を超過し，両ケースともに免震支承・橋脚の応答値が絶対値最大となった．一方，II-II-3入力時は，両ケースとも4.5秒付近で最大値，5.2秒付近で最小値が生じるが，Case1bは|最大値|＜|最小値|であるのに対し，Case1dでは|最大値|＞|最小値|と逆転した．これは，4.5秒付近の最大応答付近で生じたハードニングにより橋脚の塑性化が促進されることで正側に偏心したことが要因であり，これにより最小応答値が大きくなりづらくなったといえる．同一の荷重に対する応答という観点で最大値の比率を整理すると1.63倍（= 127.1／77.9）となり，II-II-1の比率(1.90倍)に近づいた．また，変位の増加量で比較すると，II-II-3入力時＞II-II-1入力時となった．

また，ここでは詳細は省略するが，II-II-2のCase1bとCase1dの差が小さいのは，他の2波に比べ

応答が小さくハードニング＋Mullins効果の影響が小さいこと，Case1b時の橋脚の応答は，降伏点に対して余裕があったことが挙げられる．

以上より，一様の橋脚高さを有する橋梁において橋脚が塑性化する領域では，免震支承のハードニング＋Mullins効果により，橋脚の曲げ変位の応答は1.5倍～2.0倍程度増加する可能性があると言える．

d)Mullins効果の影響

Case1bで採用した履歴曲線では，初めて経験するひずみではどのひずみ領域でもMullins効果が現れ，せん断ひずみ150%以上ではさらにハードニングも付加される．ただし，**図-14**と**図-15**に示す免震支承のせん断ひずみの応答波形を見ると，免震支承の履歴のモデル化の影響は最大応答以降でしか現れておらず，せん断ひずみが小さい領域でのMullins効果は設計には影響ないといえる．

e)正負の応答の対称性について

DTモデルの指向性の影響を確認するため，**表-9**にP1橋脚の免震支承のせん断ひずみと橋脚の曲げ変位に着目して，正負の応答値を整理した．表には，各ケースと地震動に対して正負の応答値(絶対値)の比率を整理し，Case1bとCase1dの比率の傾向を比較した．

免震支承のせん断ひずみは，Case1dの方が比率が小さく，正負の応答に差が生じにくいことがわかる．一方，RC橋脚の曲げ変位はその逆の傾向があった．これは，ハードニング＋Mullins効果は，免震支承の最大応答を抑制する側に作用するのに対し，RC橋脚には促進する側に作用するためと考えられる．

(2) Case2（橋脚高変化ケース）

表-10に免震支承のせん断ひずみ，**表-11**に橋脚の曲げ変位の照査結果を示す．整理の方法はCase1と同じとした．ここでは，Case1と異なる傾向がある応答に着目して，以下3項目を考察した．

a)各橋脚の諸元が異なることによる影響

表-11を見ると，II-II-2入力時のCase2bからCase2dの橋脚の曲げ変位の増加率は，1.1倍～1.3倍程度とCase1のP1橋脚(1.46倍)に比べて小さいことがわかる．これは，II-II-2入力時に全ての橋脚が塑性化するCase1dとは異なり，Case2dでは橋脚高が高いP4橋脚は弾性域に留まることで，橋梁全体の応答変位を抑制できたためと考えられる．

b)応答曲げ変位が急増する橋脚について

表-11を見ると，Case2では他の橋脚と比較して，橋脚の曲げ変位の増加率(Case2d／Case2b)が大きい橋脚がある．具体的には，Ⅱ-II-1入力時のP1橋脚(2.66倍)，II-II-3入力時のP3橋脚(2.18倍：正側の応答値での比率で 116.6／53.6で算出)の2ヶ所である．

表-9　Case1の最大最小応答値の変化

	入力地震動	Case1b 正側 ①	Case1b 負側 ②	Case1b 比率b MAX(①,②)/MIN(①,②)	Case1d 正側 ③	Case1d 負側 ④	Case1d 比率d MAX(③,④)/MIN(③,④)	d/b
免震支承のせん断ひずみ(%)	Ⅱ-Ⅱ-1	253	-191	1.32	212	-176	1.20	0.91
	Ⅱ-Ⅱ-2	164	-207	1.27	172	-200	1.16	0.92
	Ⅱ-Ⅱ-3	281	-262	1.07	217	-205	1.06	0.98
RC橋脚の曲げ変位(㎜)	Ⅱ-Ⅱ-1	34.1	-39.5	1.16	36.0	-75.0	2.08	1.80
	Ⅱ-Ⅱ-2	31.9	-32.3	1.01	47.3	-36.2	1.30	1.29
	Ⅱ-Ⅱ-3	77.9	-91.3	1.17	127.1	-69.4	1.83	1.56

表-10　Case2の免震支承のせん断ひずみの照査

	応答せん断ひずみ Case2b 各波形 (%)	Case2b 3波平均 (%)	Case2d 各波形 (%)	Case2d 3波平均 (%)	制限値 (%)	比率（応答／制限） Case2b (－)	Case2d (－)	Case2d/Case2b
A1	212	221	193	198	250	0.89	0.79	0.89
	182		172					
	270		227					
P1	237	233	195	199	250	0.93	0.80	0.86
	198		188					
	263		216					
P2	234	231	199	194	250	0.92	0.78	0.84
	195		173					
	263		210					
P3	241	241	204	203	250	0.97	0.81	0.84
	205		179					
	278		226					
P4	242	243	195	208	250	0.97	0.83	0.86
	195		205					
	291		224					

表-11　Case2の橋脚の曲げ変位の照査

	応答曲げ変位 Case2b 各波形 (mm)	Case2b 3波平均 (mm)	Case2d 各波形 (mm)	Case2d 3波平均 (mm)	制限値 (mm)	比率（応答／制限） Case2b (－)	Case2d (－)	Case2d/Case2b
P1	19.7	39.1	**52.5**	51.8	47.8	0.82	**1.08**	1.32
	19.4		**23.5**					
	78.2		**79.4**					
P2	34.9	50.3	**47.8**	60.4	65.1	0.77	0.93	1.20
	33.0		**42.1**					
	83.0		**91.4**					
P3	44.4	56.3	**54.6**	75.4	76.4	0.74	0.99	1.34
	42.6		**55.0**					
	81.9		**116.6**					
P4	75.9	84.3	**89.8**	101.1	105.7	0.80	0.96	1.20
	67.5		72.9					
	109.5		**140.6**					

図-16と**図-17**に，Ⅱ-II-1とⅡ-Ⅱ-3入力時の橋脚の曲げ変位の最大応答値付近の波形を示す．II-II-1入力時の最小値が生じる時刻(6.5秒付近)に着目すると，変位が急増しているP1橋脚がCase2bとCase2dと時刻のずれが最小であることが確認できる．II-II-3入力時のP3橋脚も同様の傾向があった．以上より，橋脚の周期と上部構造の最大応答発生のタイミングが一致した場合，橋脚の応答が想定以上に急増する可能性があるといえる．

c) 正負の応答の対称性について

橋脚高の最小最大の橋脚(P1,P4)に着目して，免震支承のせん断ひずみと橋脚の曲げ変位の正負の応答値を，**表-12**に整理した．Case1ではいずれの部材及び波形でも同様の傾向（免震支承のせん断ひずみの

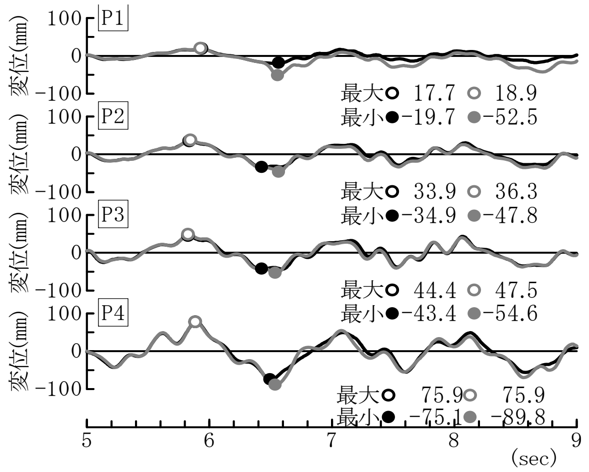


図-16　Ⅱ−Ⅱ-1入力時の橋脚の曲げ変位波形

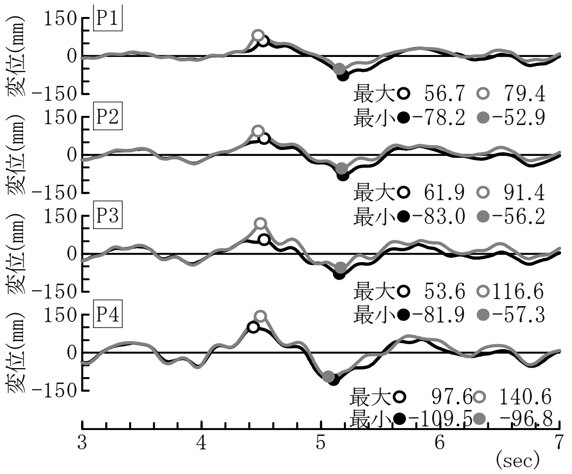


図-17　Ⅱ−Ⅱ-3入力時の橋脚の曲げ変位波形

比率：Case1b＞Case1d，橋脚の曲げ変位の比率：Case1b＜Case1d）であったが，Case2では，全体的には同様の傾向はありつつも，II-II-2入力時には異なる傾向も見られた．Case2におけるII-II-2入力時は，II-II-3で整理した最大応答値の逆転現象も発生しており，これらの応答の変化が影響した可能性がある．

6. おわりに

以下，本検討で得られた知見を列挙する．

・DTモデルによる応答値は，現行基準のバイリニアモデルによる応答値に対して，以下の傾向があった．
　・免震支承のせん断ひずみ：0.85～0.90倍に低下
　・橋脚の曲げ変位：1.5倍～2.0倍に増加
　現行基準では，エネルギー吸収が確実に免震支承で行えるように，橋脚の曲げ変位に対する照査の制限値を1/2としている．そのため，Mullins効果を考慮した場合も橋脚の水平変位は，塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に対応する水平変位の制限値は超過しない可能性がある．

・各橋脚の諸元が異なる橋梁では，各橋脚の周期特性や入力地震動の条件によっては，上記の増加率よりも大きくなる可能性がある．ただし，本検討では増加率が大きくなる条件までは特定はできなかったため，今後も詳細検討が必要である．

・１橋梁内の下部構造に弾性設計の橋脚(橋台)と塑性を期待する設計の橋脚が混在する場合には，ハードニング＋Mullins効果を考慮すると分担重量が変化する可能性があり，特に分担重量が大きくなる可能性がある弾性設計の橋脚(橋台)の設計には注意が必要である．

・DTモデルでの応答値の指向性は，部材によって異なる．免震支承のせん断ひずみの指向性は小さくなり，橋脚の曲げ変位の指向性は大きくなる傾向があった．

表-12　Case2の最大最小応答値の変化

		入力地震動	Case2b 正側 ①	Case2b 負側 ②	Case2b 比率b MAX(①,②)/MIN(①,②)	Case2d 正側 ③	Case2d 負側 ④	Case2d 比率d MAX(③,④)/MIN(③,④)	d/b
免震支承のせん断ひずみ(%)	P1	Ⅱ−Ⅱ-1	237	−182	1.30	195	−166	1.17	0.90
		Ⅱ−Ⅱ-2	173	−198	1.14	188	−175	1.07	0.94
		Ⅱ−Ⅱ-3	263	−254	1.04	210	−216	1.03	0.99
	P4	Ⅱ−Ⅱ-1	242	−183	1.32	195	−162	1.21	0.92
		Ⅱ−Ⅱ-2	193	−195	1.01	205	−170	1.21	**1.20**
		Ⅱ−Ⅱ-3	291	−255	1.14	224	−201	1.12	0.98
RC橋脚の曲げ変位(m)	P1	Ⅱ−Ⅱ-1	17.7	−19.7	1.11	18.9	−52.5	2.77	2.49
		Ⅱ−Ⅱ-2	19.4	−16.5	1.18	23.5	−21.1	1.12	**0.95**
		Ⅱ−Ⅱ-3	56.7	−78.2	1.38	79.4	−52.9	1.50	1.09
	P4	Ⅱ−Ⅱ-1	75.9	−75.1	1.01	75.9	−89.8	1.18	1.17
		Ⅱ−Ⅱ-2	67.5	−53.8	1.25	69.9	−72.9	1.04	**0.83**
		Ⅱ−Ⅱ-3	97.6	−109	1.12	140.6	−96.8	1.45	1.29

今後も，例えば橋脚高の変化が著しい橋梁や曲線橋など，免震支承の応答が変化すると思われる条件の橋梁に対する検討を進め，実挙動を踏まえた免震橋の設計方法を提案していきたい．

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，平成29年11月
2) 日本道路協会：道路橋支承便覧，平成30年12月
3) 内藤伸幸，松田泰治，宇野裕惠，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（構造・地震工学），Vol.73，No4，I_499- I _510，2017
4) 新名裕，中村聖三，辻川修哉，徳永和也：免震ゴム支承の製品性能試験結果に基づく力学的特性の評価と設計履歴モデルの検討，土木構造・材料論文集，第37号，2021年12月