

免震橋の荷重低減係数に及ぼす じん性率の設定法の影響

川島一彦¹・永井政伸²

¹フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻

(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

本論文では、免震支承で支持された橋梁に対する橋脚系じん性率と橋全体系じん性率の違いを明らかにし、これが免震設計に用いる荷重低減係数に及ぼす影響を線形・非線形動的解析に基づいて検討した。この結果、橋脚系じん性率を用いると荷重低減係数を過大評価するが、全体系じん性率を用いれば、荷重低減係数の推定精度はかなり改善されることを明らかにした。また、免震支承および橋脚がともに塑性化するような場合の等価線形化法の適用性についても検討した。

Key Words : bridge, seismic isolation, seismic design, system ductility factor, column ductility factor, force reduction factor, equivalent linear method

1. はじめに

兵庫県南部地震以後、免震設計が広く採用されるようになった。免震設計のルーツに関してはいろいろな考え方があがるが、長周期化と高減衰化に基づく近代的な免震設計が導入されたのは1970年代からと言われている¹⁾²⁾。わが国では橋梁に対する免震設計法の開発は平成元年に(財)国土開発技術研究センターによりまとめられた道路橋の免震設計法ガイドライン(案)³⁾と建設省官民共同研究に基づいて平成4年にまとめられた道路橋の免震設計法マニュアル(案)⁴⁾等によって行われてきた。ここでの基本的な考え方は、免震設計においてはアイソレーターとダンパーでそれぞれ長周期化とエネルギー吸収性能の向上を図り、橋脚等下部構造には非線形応答を生じさせないことが最善であるが、長周期化に伴う桁変位の増大がエキスパンションジョイントの機能に与える影響から、長周期化は主たる塑性化がアイソレーターとダンパーに生じるために必要な最小限にとどめ、高減衰化による地震力の低減と下部構造に対する地震力の分散を図ろうというものである。このような設計では、アイソレーターやダンパーだけでなく、橋脚等の下部構造にも部分的な塑性化

が生じることから、道路橋の免震設計法マニュアル(案)においては、橋脚の塑性化に伴う荷重低減係数とダンパーによる減衰性能の向上に伴う荷重低減係数の積として橋全体系の荷重低減係数が与えられている。この考え方は平成8年道路橋示方書⁵⁾にも引き継がれている。この設計法は、基本固有振動モードに対する橋全体系としての減衰定数を設計に取り入れ、さらに橋脚の塑性化に伴う応答の低減を考慮している点で、大変ユニークな設計法であると言えることができる。

しかし、最近になって Priestley らにより基礎や支承を含む構造系のフレキシビリティが橋脚に比較して無視できない場合には、橋全体系としての変形を考慮する必要があることが指摘されている⁶⁾。また、板橋らは積層ゴム支承で支持された橋梁においては、橋脚の塑性化に伴う荷重低減係数を求める際に、橋脚とゴム支承から構成される系としてのじん性率は橋脚単独系のじん性率よりもかなり小さくなる場合があり、このため橋脚単独系のじん性率から荷重低減係数を求めると実際の値を過大評価することを指摘している⁷⁾。

また、従来の設計計算では計算の手間から繰り返し計算を伴う解析法の導入が避けられてきたが、パ

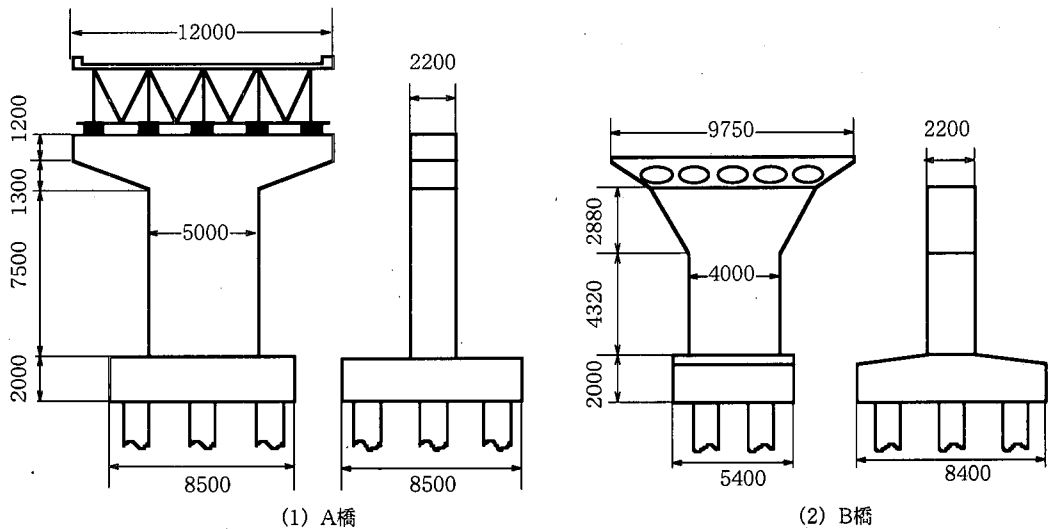


図-1 解析対象橋

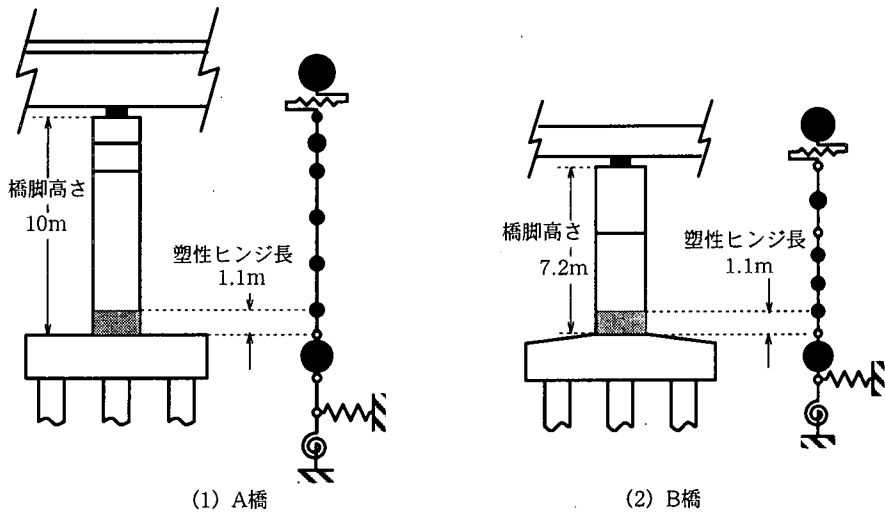


図-2 解析モデル

ソコンの進歩に伴い、繰り返し計算も容易にできるようになってきた。繰り返し計算が許されるのであれば、線形解析に限っても等価線形化法を適用することができる。たとえば、熊木、矢部は、1自由度系としてモデル化した非線形系の地震応答を等価線形化法により解析する場合の初期応答値の与え方の違いを検討している⁸⁾。熊木、矢部の解析は1自由度系に限られており、多自由度系モデルを用いた等価線形解析法の適用性の検討が必要とされる。

本研究は、板橋らによる積層ゴム支承で支持された橋の荷重低減係数に関する研究を免震支承で支持された橋に拡張したものであり、免震橋の荷重低減効果に及ぼす橋脚の塑性化の影響を検討した結果を

示す。さらに、等価線形化法による免震橋の解析精度についても検討する。

2. 解析対象橋および解析モデル

解析対象としたのは、図-1に示すような矩形RC橋脚で支持された幅員12m、橋長 $5 \times 40 = 200$ mの5径間連続鋼I桁橋および幅員9.75m、橋長110.2mの4径間連続PC中空床版橋である。橋軸方向の地盤条件の変化が小さいと仮定して1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を取り出した橋を対象とする。これらは、ともに平成8年道路橋示方書に基づ

表-1 免震支承の特性 (5 支承あたり)

	A 橋 (LRB)	B 橋 (HDR)
1 次剛性 (MN/m)	128.7	47.5
2 次剛性 (MN/m)	19.8	9.07
降伏変位 (mm)	8.62	16.0
降伏力 (MN)	1.11	0.77
設計変位 (mm)	408	178

いて地震時保有水平耐力法により耐震設計されており、以下、本文では前者を A 橋、後者を B 橋と呼ぶ。

A 橋では、単位橋脚当たりの上部構造重量は 6.958MN で、1 支承線あたり 5 基の鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) により支持されている。また、B 橋では、上部構造重量 9.555MN で、1 支承線あたり 5 基の高減衰積層ゴム支承 (HDR) により支持されている。免震支承の特性は、表-1 に示す通りである。解析は、免震支承および橋脚の設計に支配的な橋軸方向について行う。地盤種別は A 橋、B 橋とも II 種である。

解析では、橋脚、基礎とそれが支持する上部構造部分を図-2 に示すように多質点系にモデル化した。道路橋示方書に基づき、橋脚には降伏剛性、免震支承には支承の設計変位に相当する等価剛性を用いた場合の基本固有周期は、A 橋では 1.24 秒、B 橋では 1.81 秒となる。ここで、免震支承の設計変位は表-1 に示したように A 橋では 408mm、B 橋では 178mm とした。後述するように、入力地震動によっては、この設計変位では不足する場合もあり、本来の設計であれば、設計変位を変化させて免震支承の再設計が必要となる。しかし、ここでは断面決定が目的ではなく、免震橋の地震応答特性の解析が目的であること、また、同一の固有周期特性を有する橋を解析する方が相互の比較のためには都合がよいことから、ここでは免震支承の設計変位として上述した値を用いることとした。

また、本研究では免震橋の固有周期や減衰特性がいろいろ変化した場合の免震橋の特性を解析するために、免震支承の個数を 1~10 個の範囲で変化させ、免震支承の剛性や降伏剛性を変化させることとした。実際には、支承個数が変化することはあり得ないが、橋脚に対する支承の相対的な剛性を変化させるために、ここでは便宜的にこのように取り扱ったものである。この結果、上述したように道路橋示方書に基づいて橋脚には降伏剛性、支承には等価剛性を用いた場合の A 橋の基本固有周期は 0.96 秒~2.55 秒の範囲で、また、B 橋の基本固有周期は 1.35 秒~3.87 秒の範囲で変化する。

いずれの橋にも、非線形履歴特性としては、橋脚

には降伏剛性を 1 次剛性として持つようにバイリニア型に修正した Takeda 型モデル、免震支承にはバイリニア型モデルを用いた。橋脚や免震支承のモデル化は道路橋示方書に従っている。

非線形動的解析では、履歴減衰を除いた粘性減衰として橋脚には 2%、基礎には逸散減衰を考慮して 15% を与えた。また、線形動的解析では、免震支承には、後述する非線形応答解析から求められる支承の最大応答の 70% の変位 (有効変位) に相当する等価減衰定数を、橋脚には 5%、基礎には 15% の粘性減衰を与えた。これらから次式のようにひずみエネルギー比例減衰法により主要な 2 つの振動モードの減衰定数を求め、これをもとにレイリー減衰によって減衰をモデル化した。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\phi_{ij}\}^T [k_j] \{\phi_{ij}\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}} \quad (1)$$

ここで、 h_i : i 次振動モードの減衰定数、 $\{\phi_{ij}\}$: i 次振動モードの要素 j のモードベクトル、 h_j : 要素 j の等価減衰定数、 $[k_j]$: 要素 j の等価剛性マトリックス、 $\{\phi_i\}$: i 次振動モードの構造全体のモードベクトル、 $[K]$: 構造全体の等価剛性マトリックスである。

式(1)における要素とは、本解析では免震支承、橋脚、基礎の 3 種類である。なお、非線形動的解析では、この他に免震支承および橋脚の履歴減衰が考慮されることになる。

入力地震動としては、平成 7 年兵庫県南部地震において観測された JR 鷹取駅記録 EW 成分⁹⁾ および神戸海洋気象台記録 EW 成分¹⁰⁾ を用いた。図-3 には、これらの入力地震動の波形および加速度応答スペクトルを示す。

3. 荷重低減係数と橋全体系のじん性率

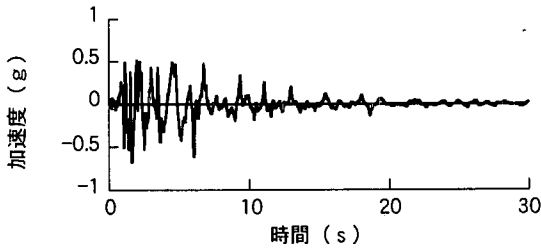
$S_{L_{max}}$ を線形動的解析により求められる桁の応答加速度、 S_{max} を非線形動的解析により求められる桁の応答加速度とし、荷重低減係数 R を次式のように定義する。

$$R = \frac{S_{L_{max}}}{S_{max}} \quad (2)$$

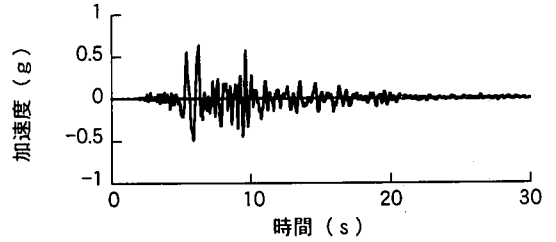
前述したように、道路橋示方書では、免震橋に対する荷重低減係数 R_E は次式のように与えられている。

$$R_E = R_{EP} \cdot R_{ED} \quad (3)$$

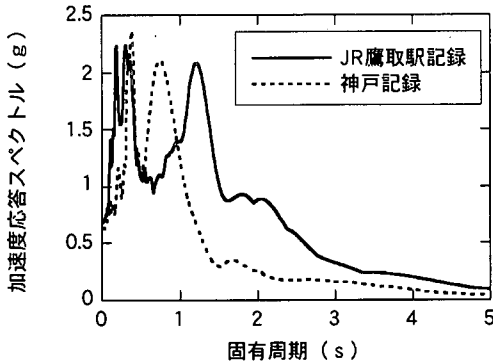
ここで、



(a) JR 鷹取駅記録



(b) 神戸海洋気象台記録



(c) 加速度応答スペクトル

表-2 免震橋の減衰定数 h に基づく補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$0.1 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$h \geq 0.15$	0.7

図-3 入力地震動と加速度応答スペクトル

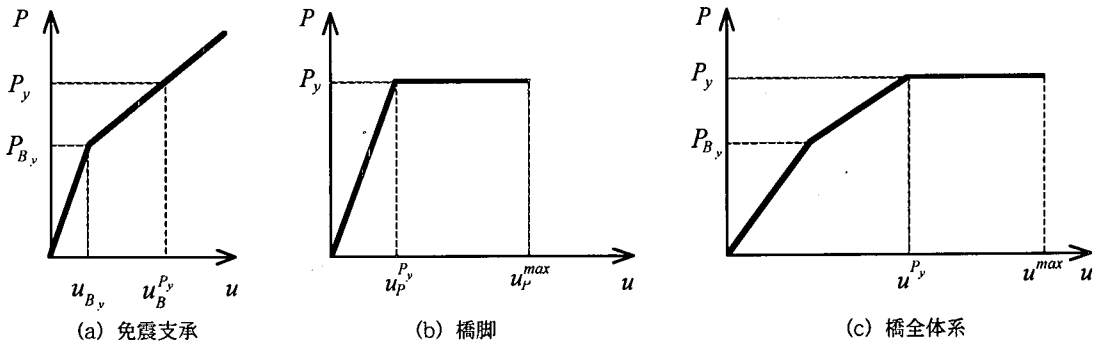


図-4 免震支保および橋脚の変形によって桁に生じる変位

$$R_{EP} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (4)$$

$$R_{ED} = \frac{1}{c_E} \quad (5)$$

ここで、 R_{EP} : 橋脚の塑性化に基づく荷重低減係数、 R_{ED} : 免震支保の減衰性能の向上に基づく荷重低減係数、 μ : 許容じん性率、 c_E : 免震橋の減衰定数に基づく補正係数で表-2に示す。

免震橋では、桁に慣性力を作用させていくと、一般には最初に免震支保が降伏し、続いて橋脚が塑性化する。この関係を示すと図-4(a)(b)のようになる。したがって、免震支保と橋脚がともに塑性変形した場合には、橋全体系としては、図-4(c)のような履歴を示すことになる。橋脚の変形だけを考えると、

図-4(b)より橋脚系じん性率 μ_p は次式のようにになる。

$$\mu_p = \frac{u_p^{\max}}{u_p^p} \quad (6)$$

ここで、 u_p^{\max} : 橋脚の最大応答変位、 u_p^p : 橋脚の降伏変位である。式(6)で、橋脚の塑性変形による変位を u_{pp} とすれば、

$$u_p^{\max} = u_p^p + u_{pp} \quad (7)$$

であるから、式(6)は、

$$u_{pp} = u_p^p (\mu_p - 1) \quad (8)$$

しかし、桁の変位には、橋脚の他に免震支保の変形が寄与する。したがって、これらを考慮すると、橋全体系のじん性率 μ_s は次式のようにになる。

表-3 変形寄与係数 c_f

(1) A 橋		(2) B 橋	
固有周期 (s)	c_f	固有周期 (s)	c_f
2.55	53.33	3.87	133.8
1.84	25.60	2.77	65.55
1.54	16.36	2.29	42.81
1.36	11.74	2.00	31.44
1.24	8.97	1.81	24.61
1.15	7.12	1.67	20.07
1.09	5.80	1.57	16.81
1.04	4.81	1.48	14.40
1.00	4.04	1.41	12.48
0.96	3.42	1.35	10.98

$$\mu_s = \frac{u^{\max}}{u^{P_y}} \quad (9)$$

ここで、 u^{\max} : 桁の最大応答変位、 u^{P_y} : 橋脚が降伏するとき桁に生じる変位であり、

$$u^{P_y} = u_B^{P_y} + u_p^{P_y} \quad (10)$$

$$u^{\max} = u^{P_y} + u_{pp} \quad (11)$$

ここで、 $u_B^{P_y}$ は橋脚が降伏するときに免震支承に生じる変位である。

式(8), (10), (11)を式(9)に代入して整理すると、橋全体系のじん性率 μ_s は、

$$\mu_s = 1 + \frac{\mu_p - 1}{1 + c_f} \quad (12)$$

ここで、 c_f は支承の変形寄与係数であり、

$$c_f = \frac{u_B^{P_y}}{u_p^{P_y}} \quad (13)$$

したがって、橋脚系のじん性率 μ_p と橋全体系のじん性率 μ_s の間には式(12)の関係がある。支承の変形寄与係数 (以下、変形寄与係数と呼ぶ) c_f が 0 であれば $\mu_s = \mu_p$ となるが、 $c_f > 0$ であれば常に $\mu_s < \mu_p$ となる。たとえば、 $c_f = 1/2$ であれば、 $\mu_s = 1/3 + 2/3\mu_p$ となり、 $\mu_p = 3, 5, 7$ の場合の μ_s はそれぞれ、2.3, 3.6, 5.0 となる。なお、前述したように、道路橋示方書では式(4)の μ として橋脚系の許容じん性率が用いられている。

それでは、解析対象橋ではどの程度の変形寄与係数となるかを式(13)から求めた結果が表-3 である。これによれば、道路橋示方書に基づいて設計した 1 支承線上の免震支承が 5 個の場合 (固有周期は A 橋では 1.24 秒、B 橋では 1.81 秒) には、変形寄与係数は A 橋では 8.97、B 橋では 24.61 と極めて大きな値となる。これは、橋脚の降伏変位に比較して橋脚の降伏荷重に相当する荷重を受けた時に免震支承に生じる変位が大きく、免震橋では免震支承の変形が卓越していることを意味している。

4. 免震橋の地震応答特性

免震橋の非線形応答を求めるために、各 10 種類の固有周期を有する A 橋、B 橋に対して、それぞれ 2 種類の入力地震動を作用させて、非線形動的解析を行った。これより得られた結果の一例として、A 橋の桁の応答加速度および変位を図-5、また、免震支承および橋脚の履歴応答を図-6 にそれぞれ示す。ここでは、JR 鷹取駅記録を入力した場合の方が神戸海洋気象台記録を入力した場合よりも応答が大きいため、JR 鷹取駅記録を入力した場合を例に結果を示している。

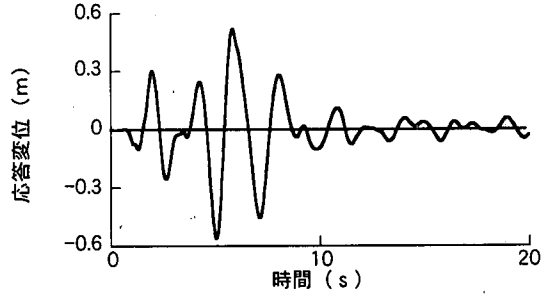
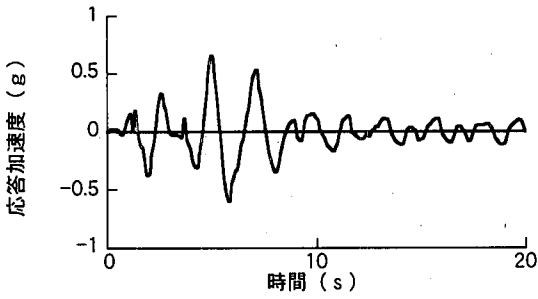
これによれば、A 橋では、固有周期が 1.84 秒よりも短ければ、免震支承、橋脚ともに塑性化するが、固有周期が 1.84 秒以上となると、免震支承だけが塑性化し、橋脚は塑性化しない。免震支承の本来の目標からすると、固有周期が 1.84 秒以上の状態が望ましいが、この場合の桁の応答変位は最大 0.56m であり、隣接する桁の応答変位も考慮するとこれ以上の相対応答変位を吸収できるエキスパンションジョイントを設けなければ、桁間の衝突が起きることになる。支間長 40m 程度の橋梁でこれだけの桁応答を吸収できるエキスパンションジョイントを用いることは一般には困難なために、過度な長周期化を避けることが現在のわが国の免震設計の基本になっていることは、前述したとおりである。ここには示さないが、B 橋においても同様の結果を示し、この場合には固有周期が 1.67 秒以上となると、橋脚の塑性化は起こらず、免震支承のみが塑性化する。

非線形動的解析から求めた橋の地震応答から式(6)および式(9)による橋脚系じん性率および全体系じん性率を求めると表-4 に示すようになる。また、表-4 には線形および非線形動的解析結果をもとに式(2)から求めた荷重低減係数 R も示している。B 橋に神戸海洋気象台記録を作用させた場合には、橋脚は塑性化しないため、じん性率は橋脚系、全体系ともに 1.0 である。表-4 によると、橋脚系じん性率は全体系じん性率と比較して、最大で約 2~4 倍の値をとることがわかる。

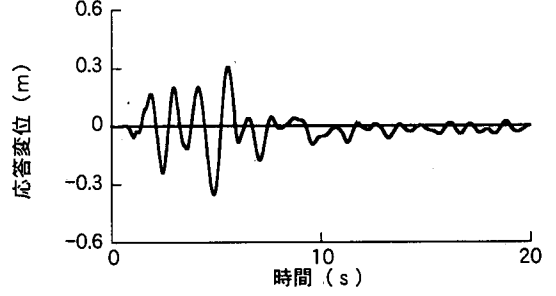
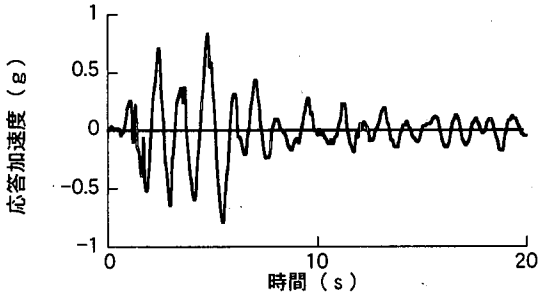
5. 荷重低減係数の評価

以上のような動的解析結果から求められる荷重低減係数を式(3)によりどの程度推定可能かを以下に検討する。式(3)を適用するに際して、以下の仮定を設ける。

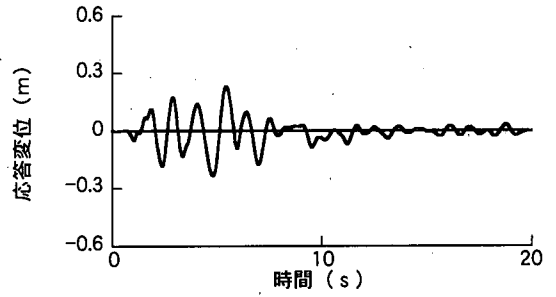
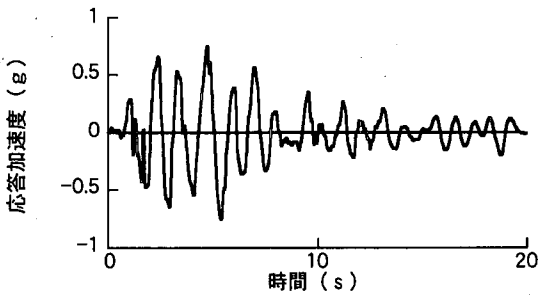
(1) 道路橋示方書では、橋脚の塑性化に伴う荷重低



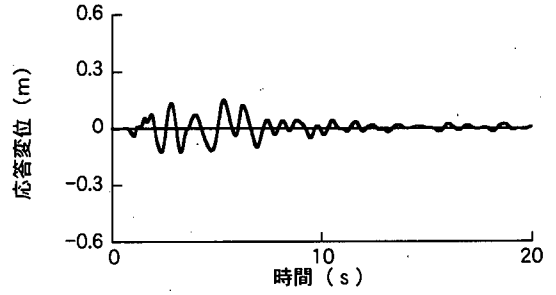
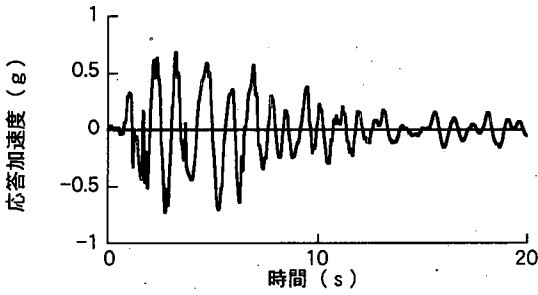
(a) 固有周期1.84秒 (支承2個) の場合



(b) 固有周期1.24秒 (支承5個) の場合



(c) 固有周期1.09秒 (支承7個) の場合

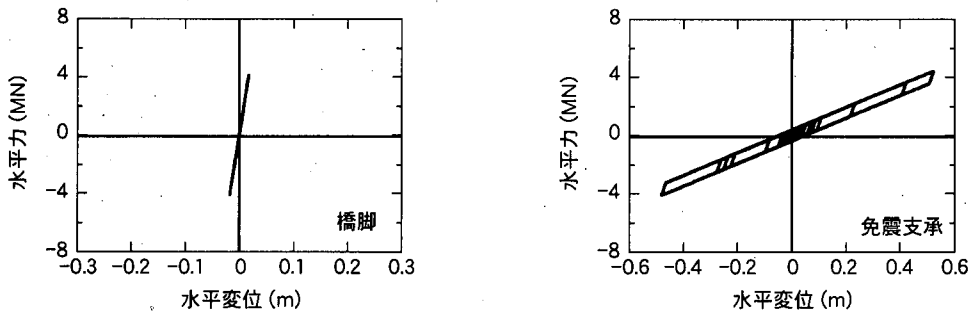


(d) 固有周期0.96秒 (支承10個) の場合

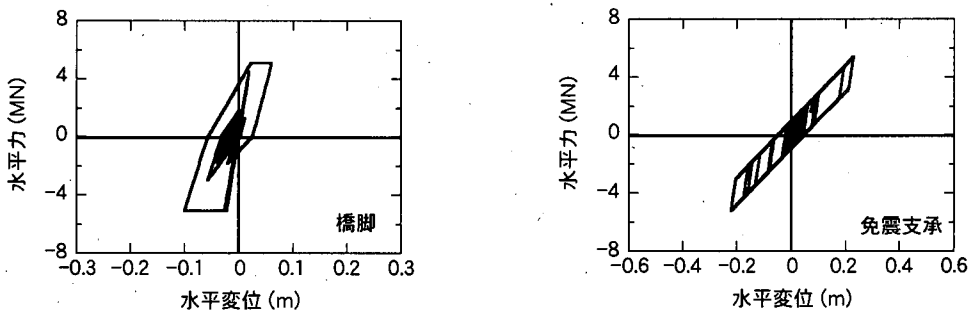
図-5 桁の応答加速度および応答変位 (A橋, JR鷹取駅記録を入力した場合)

減係数 R_{EP} を求める際には、橋脚の許容じん性率が用いられているが、ここでは実際に橋脚に生じる応答じん性率を使用する。これは、荷重低減係数 R_{EP} を求めるためには、本来は橋脚の応答じん性率を用いるべきであるが、応答じん性率は設計前にはわからないため、これを求めようとすると、ある初期値を仮

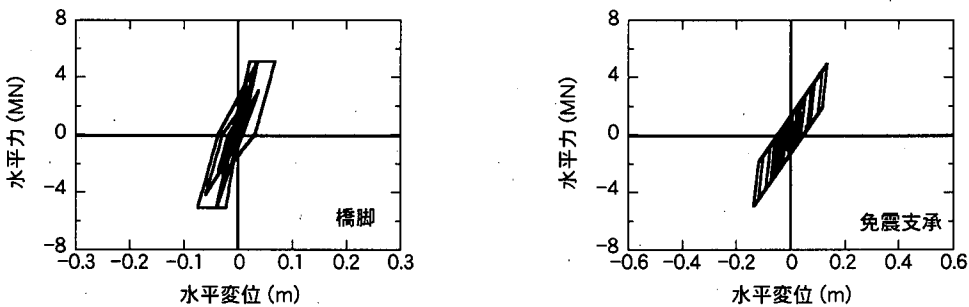
定し、これに基づいて設計された橋脚に生じる応答じん性率を求め、これが最初に仮定した値と近い値となるまで繰り返し計算する手順が必要となる。さらに、一般に設計では部材に許容される変形性能を十分生かせるように断面決定されることから、応答じん性率は許容じん性率を超さない範囲でこれにか



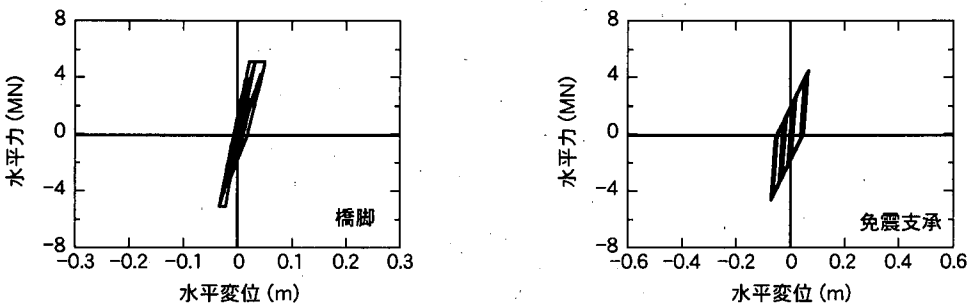
(a) 固有周期1.84秒 (支承2個) の場合



(b) 固有周期1.24秒 (支承5個) の場合



(c) 固有周期1.09秒 (支承7個) の場合



(d) 固有周期0.96秒 (支承10個) の場合

図-6 橋脚と免震支承の水平力-水平変位 (A橋, JR鷹取駅記録を入力した場合)

なり近い値となることが予想される。このような点から、道路橋示方書では、応答じん性率のかわりに許容じん性率が用いられている。しかし、ここでは、許容じん性率と応答じん性率の違いを議論することが目的ではなく、これについては別途検討すべき課題としてとらえ、正確に応答じん性率が求められたとした場合の式(3)の適用性の検討に解析目的がある

ため、上記のように仮定したものである。

(2) じん性率には式(6), (9)のように橋脚系じん性率と全体系じん性率があるため、ここでは両者を用いた場合の荷重低減係数を求める。

(3) 減衰性能の向上に基づく荷重低減係数 R_{db} は、表-2のように与えられているが、これはもともと道路橋示方書による減衰定数別補正係数 c_D に基づいて

表-4 動的解析から求めた橋脚系および全体系じん性率と式(2)による荷重低減係数

(1) A橋

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合

固有周期 (s)	荷重低減係数 R	橋脚系 じん性率	全体系 じん性率
2.55	1.28	1	1
1.84	1.28	1	1
1.54	1.26	1.27	1.01
1.36	1.60	3.26	1.17
1.24	1.58	4.54	1.33
1.15	1.34	4.09	1.36
1.09	1.18	3.36	1.33
1.04	1.20	2.96	1.33
1.00	1.23	2.84	1.34
0.96	1.18	2.30	1.27

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

固有周期 (s)	荷重低減係数 R	橋脚系 じん性率	全体系 じん性率
2.55	0.94	1	1
1.84	1.25	1	1
1.54	1.22	1	1
1.36	1.22	1	1
1.24	1.18	1	1
1.15	1.25	1.11	1.02
1.09	1.25	1.60	1.09
1.04	1.30	1.93	1.15
1.00	1.35	2.07	1.20
0.96	1.41	2.69	1.35

(2) B橋

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合

固有周期 (s)	荷重低減係数 R	橋脚系 じん性率	全体系 じん性率
3.87	1.17	1	1
2.77	1.08	1	1
2.29	1.12	1	1
2.00	1.27	1	1
1.81	1.23	1	1
1.67	1.18	1	1
1.57	1.14	1.13	1.01
1.48	1.14	1.90	1.06
1.41	1.24	2.25	1.09
1.35	1.36	2.75	1.15

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

固有周期 (s)	荷重低減係数 R	橋脚系 じん性率	全体系 じん性率
3.87	1.07	1	1
2.77	1.21	1	1
2.29	1.06	1	1
2.00	1.32	1	1
1.81	1.34	1	1
1.67	1.25	1	1
1.57	1.20	1	1
1.48	1.19	1	1
1.41	1.20	1	1
1.35	1.20	1	1

定められたものである。道路橋示方書では減衰定数別補正係数 c_D は、川島らによる応答スペクトルに対する減衰定数の補正式に基づいて次のように与えられている¹¹⁾。

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad (14)$$

したがって、一般橋の減衰定数を 0.05 程度と想定し、免震橋の減衰定数の向上に基づく荷重低減係数として、式(5)による R_{ED} の他に、式(14)の c_D を用いた次式についても検討することにする。

$$\tilde{R}_{ED} = \frac{1}{c_D} \quad (15)$$

また、式(5)による R_{ED} の代わりに、式(15)を用いた場合の荷重低減係数 \tilde{R}_E を次のように表す。

$$\tilde{R}_E = R_{EP} \cdot \tilde{R}_{ED} \quad (16)$$

なお、免震橋の減衰定数 h は、式(1)によるひずみエネルギー比例減衰法から求める。

(4) 上記(3)でひずみエネルギー比例減衰法によって橋の減衰定数を求める際には、免震支承の減衰定数は動的解析によって求められる免震支承に生じる最大変位の 70% (有効変位) に相当する等価履歴減

衰から求める。実際の設計では、設計前に免震支承に生じる最大応答を知ることはできないため、免震支承の設計変位の 70% に相当する等価減衰定数を求めるが、上記(1)と同様にここでは解析の目的が免震橋の非線形応答の推定法を評価することにあるため、実際に非線形動的解析によって求めた免震支承の最大応答から等価減衰定数を求めることとしたものである。

以上の仮定の下に、式(4)による橋脚の塑性化に伴う荷重低減係数を求めた結果が表-5 である。ただし、B 橋に神戸海洋気象台記録を作用させた場合には、橋脚は塑性化しないため、表-5 には示していない。この場合には、荷重低減係数はすべて 1.0 となる。表-5 によれば、A 橋に JR 鷹取駅記録を作用させた場合を例にとると、橋脚系じん性率 μ_p を用いた場合には、固有周期が 1.24 秒あたりで荷重低減係数は最も大きく 2.84 程度であるが、同じ固有周期でも全体系じん性率を用いると、荷重低減係数は 1.29 程度にしか過ぎない。

次に、式(5)および式(15)によって荷重低減係数 R_{ED} 、

表-5 橋脚の塑性化による荷重低減係数 R_{EP}

(1) A橋

(2) B橋

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

JR 鷹取駅記録を入力した場合

固有周期 (s)	橋脚系 じん性率を用いた場合	全体系 じん性率を用いた場合
2.55	1	1
1.84	1	1
1.54	1.24	1.01
1.36	2.35	1.15
1.24	2.84	1.29
1.15	2.68	1.31
1.09	2.39	1.28
1.04	2.22	1.29
1.00	2.16	1.30
0.96	1.90	1.24

固有周期 (s)	橋脚系 じん性率を用いた場合	全体系 じん性率を用いた場合
2.55	1	1
1.84	1	1
1.54	1	1
1.36	1	1
1.24	1	1
1.15	1.11	1.02
1.09	1.48	1.08
1.04	1.69	1.14
1.00	1.70	1.18
0.96	2.09	1.31

固有周期 (s)	橋脚系 じん性率を用いた場合	全体系 じん性率を用いた場合
3.87	1	1
2.77	1	1
2.29	1	1
2.00	1	1
1.81	1	1
1.67	1	1
1.57	1.12	1.01
1.48	1.67	1.06
1.41	1.85	1.09
1.35	2.12	1.14

表-6 免震橋の減衰定数に基づく荷重低減係数 R_{ED} , \tilde{R}_{ED}

(1) A橋

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

固有周期 (s)	免震支承の 等価減衰定数	橋の 減衰定数	R_{ED}	\tilde{R}_{ED}
2.55	0.065	0.067	1.00	1.10
1.84	0.071	0.074	1.00	1.14
1.54	0.117	0.116	1.11	1.30
1.36	0.112	0.111	1.11	1.29
1.24	0.136	0.130	1.25	1.35
1.15	0.163	0.148	1.25	1.40
1.09	0.193	0.166	1.43	1.44
1.04	0.217	0.176	1.43	1.46
1.00	0.239	0.183	1.43	1.47
0.96	0.255	0.184	1.43	1.47

固有周期 (s)	免震支承の 等価減衰定数	橋の 減衰定数	R_{ED}	\tilde{R}_{ED}
2.55	0.149	0.147	1.25	1.39
1.84	0.201	0.191	1.43	1.48
1.54	0.195	0.181	1.43	1.47
1.36	0.191	0.174	1.43	1.45
1.24	0.184	0.166	1.43	1.43
1.15	0.185	0.164	1.43	1.43
1.09	0.189	0.163	1.43	1.43
1.04	0.194	0.163	1.43	1.43
1.00	0.203	0.165	1.43	1.43
0.96	0.214	0.168	1.43	1.44

(2) B橋

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

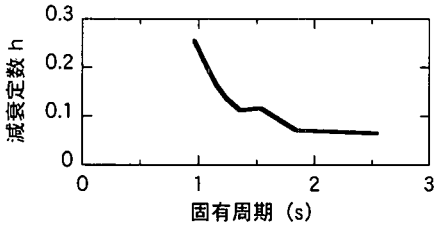
固有周期 (s)	免震支承の 等価減衰定数	橋の 減衰定数	R_{ED}	\tilde{R}_{ED}
3.87	0.083	0.084	1.00	1.18
2.77	0.088	0.088	1.00	1.20
2.29	0.088	0.089	1.00	1.21
2.00	0.087	0.088	1.00	1.20
1.81	0.094	0.095	1.00	1.23
1.67	0.101	0.101	1.11	1.25
1.57	0.109	0.108	1.11	1.28
1.48	0.118	0.115	1.11	1.30
1.41	0.129	0.124	1.25	1.33
1.35	0.141	0.133	1.25	1.36

固有周期 (s)	免震支承の 等価減衰定数	橋の 減衰定数	R_{ED}	\tilde{R}_{ED}
3.87	0.154	0.153	1.43	1.41
2.77	0.178	0.175	1.43	1.45
2.29	0.209	0.200	1.43	1.50
2.00	0.226	0.212	1.43	1.52
1.81	0.233	0.214	1.43	1.52
1.67	0.230	0.210	1.43	1.52
1.57	0.228	0.205	1.43	1.51
1.48	0.226	0.201	1.43	1.50
1.41	0.226	0.199	1.43	1.50
1.35	0.226	0.196	1.43	1.49

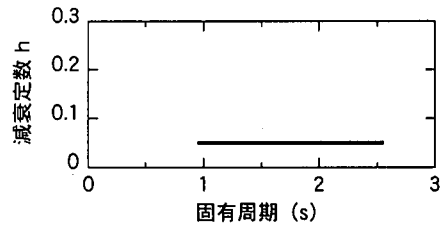
\tilde{R}_{ED} を求めた結果が表-6 である。ここには、非線形動的解析によって求めた免震支承に生じる有効変位に相当する等価減衰定数の他、これらを用いて式(1)のひずみエネルギー比例減衰法から求めた橋の減衰定数も示している。A 橋に JR 鷹取駅記録を作用させ

た場合を例にこの関係を示すと図-7 のようになる。橋の固有周期が長くなるに従って、免震支承の等価減衰定数は 0.255 から 0.065 に減少し、これにつれて橋の減衰定数も 0.184 から 0.067 に減少する。

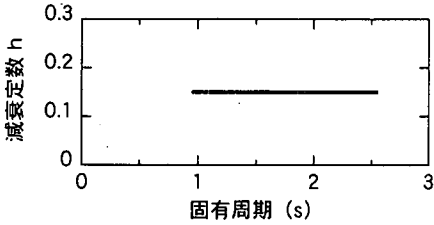
R_{ED} と \tilde{R}_{ED} には、大きな違いはない。これはもとも



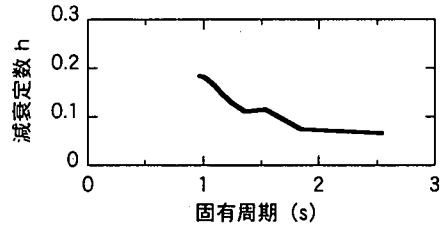
(a) 免震支承



(b) 橋脚



(c) 基礎



(d) 橋全体

図-7 各構造部材の減衰定数 (A橋, JR鷹取駅記録を入力した場合)

表-7 荷重低減係数 \tilde{R}_g

(1) A橋

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合

固有周期 (s)	$\tilde{R}_g = R_{EP} \cdot \tilde{R}_{ED}$	
	橋脚系じん性率を用いた場合	全体系じん性率を用いた場合
2.55	1.10	1.10
1.84	1.14	1.14
1.54	1.62	1.32
1.36	3.03	1.49
1.24	3.83	1.74
1.15	3.74	1.83
1.09	3.43	1.84
1.04	3.23	1.87
1.00	3.18	1.91
0.96	2.80	1.83

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

固有周期 (s)	$\tilde{R}_g = R_{EP} \cdot \tilde{R}_{ED}$	
	橋脚系じん性率を用いた場合	全体系じん性率を用いた場合
2.55	1.39	1.39
1.84	1.48	1.48
1.54	1.47	1.47
1.36	1.45	1.45
1.24	1.43	1.43
1.15	1.58	1.45
1.09	2.12	1.55
1.04	2.42	1.63
1.00	2.53	1.69
0.96	3.01	1.88

(2) B橋

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合

固有周期 (s)	$\tilde{R}_g = R_{EP} \cdot \tilde{R}_{ED}$	
	橋脚系じん性率を用いた場合	全体系じん性率を用いた場合
3.87	1.18	1.18
2.77	1.20	1.20
2.29	1.21	1.21
2.00	1.20	1.20
1.81	1.23	1.23
1.67	1.25	1.25
1.57	1.43	1.29
1.48	2.18	1.38
1.41	2.47	1.45
1.35	2.87	1.54

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

固有周期 (s)	$\tilde{R}_g = R_{EP} \cdot \tilde{R}_{ED}$	
	橋脚系じん性率を用いた場合	全体系じん性率を用いた場合
3.87	1.41	1.41
2.77	1.45	1.45
2.29	1.50	1.50
2.00	1.52	1.52
1.81	1.52	1.52
1.67	1.52	1.52
1.57	1.51	1.51
1.48	1.50	1.50
1.41	1.50	1.50
1.35	1.49	1.49

はエネルギー一定則の精度が関係していると考えられる。

また、線形動的解析により求めた桁の最大応答加速度 S_{Lmax} から式(2)をもとに次式によって桁の非線形最大応答加速度 \bar{S}_{max} を推定する。

$$\bar{S}_{max} = \frac{S_{Lmax}}{\bar{R}_g} \quad (17)$$

式(17)による \bar{S}_{max} を実際に非線形動的解析によって求めた桁の最大応答加速度 S_{max} と比較した結果が図-9である。全体系じん性率を用いて荷重低減係数を求めると、非線形動的解析から求めた桁の応答加速度を全体としてよく表している。橋脚系じん性率を用いた場合には、固有周期が短くなり、橋脚の塑性化が大きくなると、式(17)による推定値は非線形動的解析結果を過小評価するようになるが、このような点は全体系じん性率を用いることによりかなり改善される。

6. 等価線形化法の適用性

式(16)による解析では、橋脚の塑性化による応答の低減と免震支承の塑性化による応答の低減が独立に評価されるようになっている。しかし、橋脚と免震支承の塑性化をともにそれぞれの等価剛性と等価減衰定数により表現すれば、これは免震橋を全体として等価線形化法で解析することに他ならない。

等価線形化法では、免震支承や橋脚に生じる最大応答変位を予測して、これに相当する等価剛性や等価減衰定数を繰り返し計算によって求める必要がある。これが、従来、等価線形化法が耐震計算においてあまり採用されてこなかった理由であるが、パソコンが進化した現在、設計計算に繰り返し計算が入っても昔のように問題とはならない。

このため、ここでは、まず非線形動的解析より求められた免震支承および橋脚の最大応答に相当する履歴から、それぞれの等価剛性と等価減衰定数を求め、これらを用いて等価線形化法により桁の応答加速度を求めると、どの程度の精度を有するかを検討する。

解析の仮定は前述したとおりである。ただし、前述の解析では、免震支承についてだけ有効変位に相当する等価減衰定数を用いたが、ここでは免震支承だけでなく、橋脚についても有効変位に相当する等価剛性、等価減衰定数を求め、これを解析に用いる。

このようにして、A橋を対象として等価線形化法により求めた桁の最大応答加速度を非線形動的解析結果と比較すると図-10のようになる。これを図-9

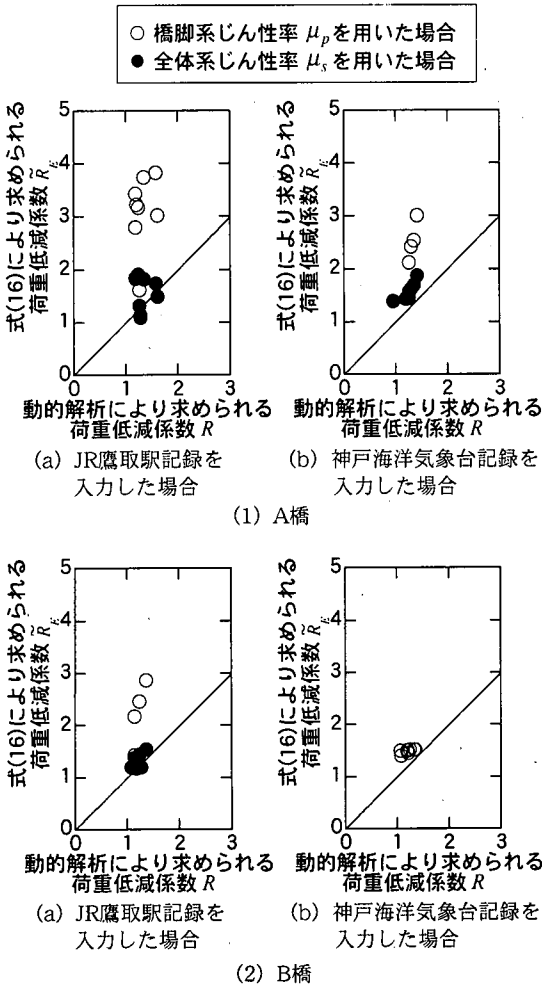
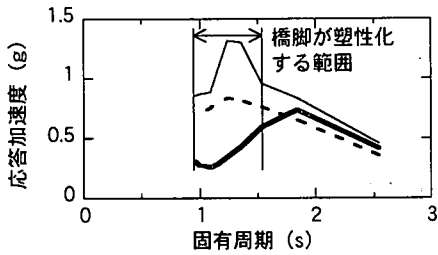


図-8 荷重低減係数の推定精度

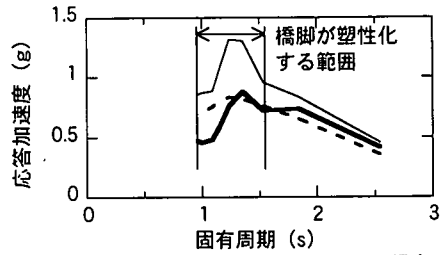
と表-2 の値が式(14)をもとに定められているためである。

表-5 および表-6 から荷重低減係数 R_g および \bar{R}_g をそれぞれ式(3)、式(16)で求めると表-7 のようになる。前述したように R_{gp} と \bar{R}_{gp} には、大きな違いはないため、ここでは \bar{R}_g を用いた場合の結果を示している。表-5 に示したように、橋脚系じん性率を用いた場合と全体系じん性率を用いた場合には R_{gp} に大きな違いがあり、これがそのまま荷重低減係数 \bar{R}_g に現れている。

表-7 で求めた荷重低減係数 \bar{R}_g を表-4 に示した動的解析から求めた荷重低減係数 R と比較した結果が図-8である。全体系じん性率を用いた場合には、 \bar{R}_g は R の特徴をよく表しているのに対して、橋脚系じん性率を用いた場合には、 \bar{R}_g は R を過大評価する場合がある。全体系じん性率を用いた場合にも \bar{R}_g は R を最大 170%程度過大評価する場合があるが、これに

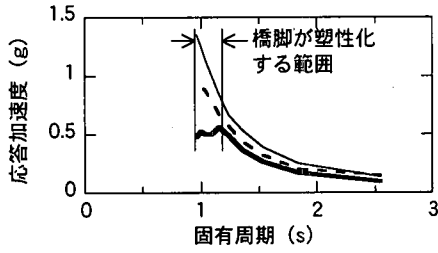


(i) 橋脚系じん性率 μ_p を用いた場合

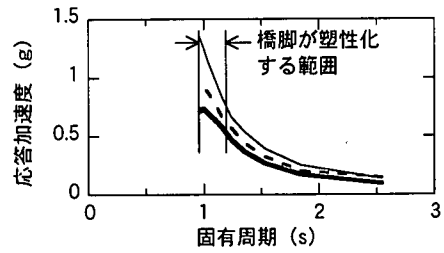


(ii) 全体系じん性率 μ_s を用いた場合

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合



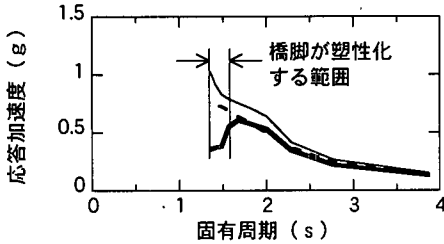
(i) 橋脚系じん性率 μ_p を用いた場合



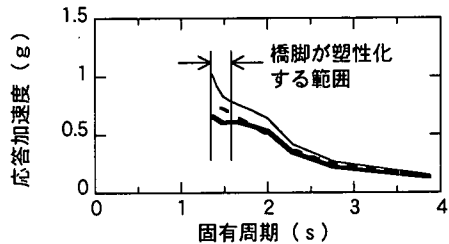
(ii) 全体系じん性率 μ_s を用いた場合

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

(1) A橋

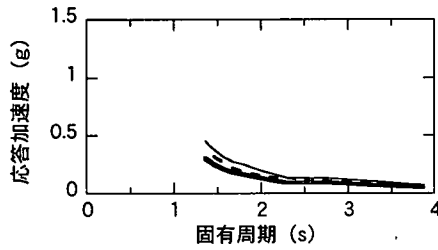


(i) 橋脚系じん性率 μ_p を用いた場合



(ii) 全体系じん性率 μ_s を用いた場合

(a) JR 鷹取駅記録を入力した場合



(i) 橋脚系じん性率 μ_p を用いた場合

(b) 神戸海洋気象台記録を入力した場合

(2) B橋

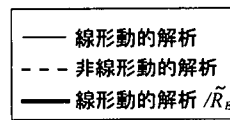


図-9 式(16)による荷重低減係数の推定精度

に示した式(16)の結果(全体系じん性率を用いた場合)と比較すると、神戸海洋気象台記録を入力した場合には、式(16)、等価線形化法はともに同程度の精度で非線形動的解析結果とよく一致した結果を与える。これは、神戸海洋気象台記録を作用させた場合

には橋脚が塑性化する固有周期領域が小さいこと、さらに入力地震動の加速度応答スペクトル特性が固有周期の増大とともに比較的素直に減少していくタイプがあるためである。これに対して JR 鷹取駅記録を作用させた場合には、等価線形化法は、非線

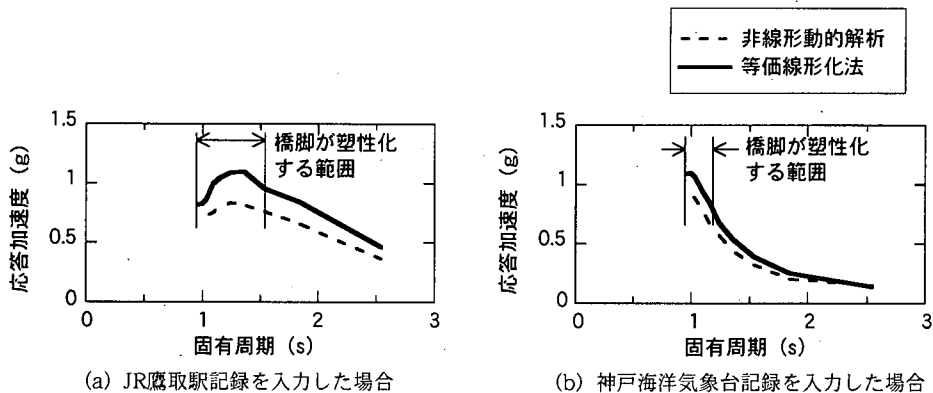


図-10 非線形動的解析によって求めた最大応答値の70%を初期値とした場合の等価線形化法の推定精度 (A橋)

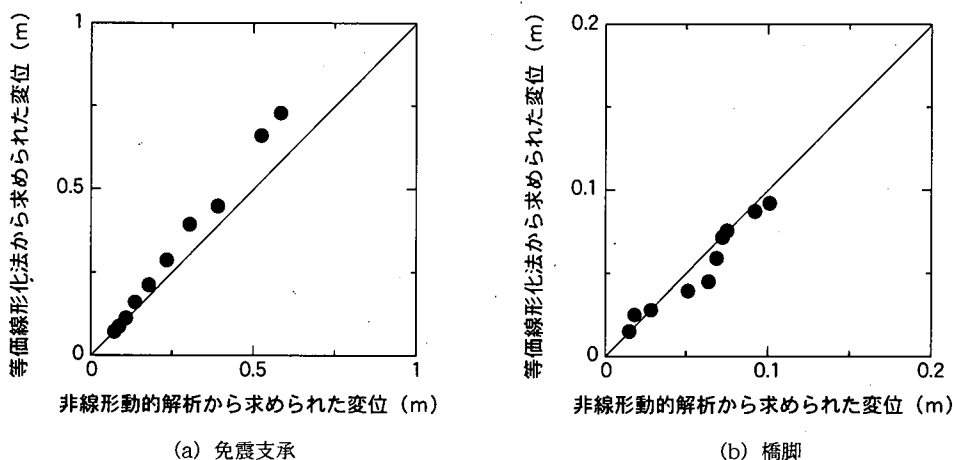


図-11 非線形動的解析によって求めた最大応答値の70%を初期値として等価線形化法によって求めた免震支承および橋脚の変位の精度 (A橋, JR鷹取駅記録を入力した場合)

形動的解析結果に比較して、いずれの固有周期においても20~30%程度大きめの加速度を与え、全体としての精度は図-9に示した橋全体系じん性率をもとに式(16)で求めた結果の方がむしろ優れている。しかし、式(16)を用いた場合には固有周期が短くなると橋脚の塑性化が進む結果、桁の応答加速度を小さく評価するようになるが、このような点は、等価線形化法では現れていない。

以上のように、等価線形化法によっても桁の応答加速度に対しては、式(16)と同程度の解析精度が得られることがわかったが、免震橋の場合には、免震支承と橋脚の2ヶ所で塑性化するため、等価線形化法を用いる場合には、橋全体系の応答に対して精度のよい結果が得られても、免震支承や橋脚のそれぞれの部材系に生じる変位が非線形動的解析に近い結果を与えるかどうかの問題となる。これをA橋にJR

鷹取駅記録を作用させた場合を例に検討した結果が図-11であり、免震支承、橋脚のそれぞれに生じる変位を等価線形化法と非線形動的解析とで比較したものである。これによれば、等価線形化法は免震支承、橋脚ともに精度の良い結果を与える。

以上の解析では、非線形動的解析により既に橋脚や免震支承に生じる最大応答がわかっており、これから求めた有効変位に基づいて等価剛性および等価減衰定数を定めたが、実際の設計では計算前には橋脚や免震支承の有効変位はわかっていない。このため、免震支承および橋脚の等価剛性と等価減衰定数を仮定し、それを用いた繰り返し計算を行った。初期値としては、免震支承については設計変位の70%の変位に相当する等価剛性および等価減衰定数を求め、橋脚については等価剛性としては降伏剛性を、等価減衰定数としては2%の粘性減衰を仮定した。2

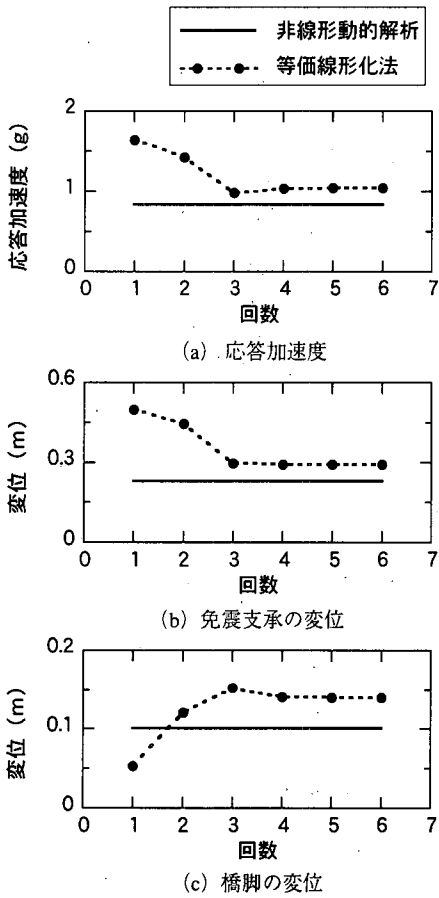


図-12 等価線形化法による収束 (A橋, 固有周期1.24秒の場合)

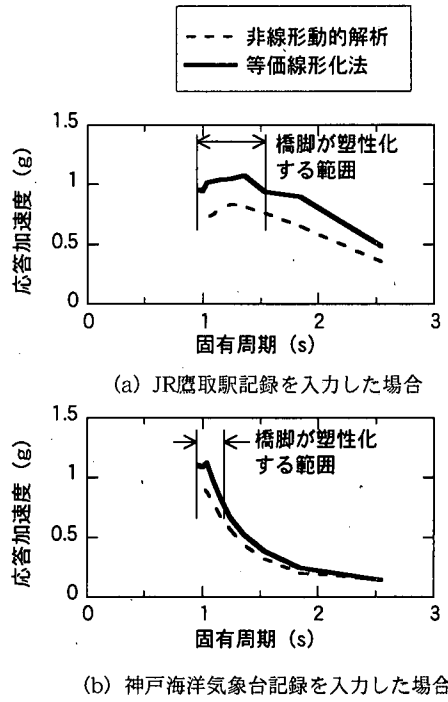
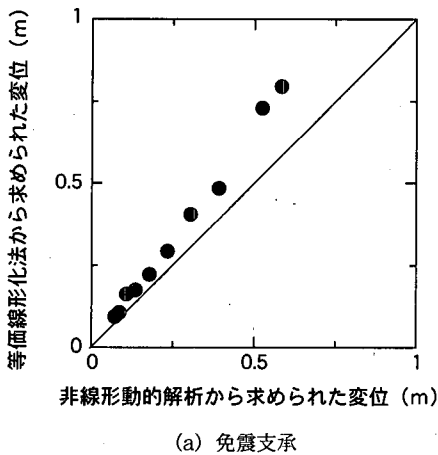
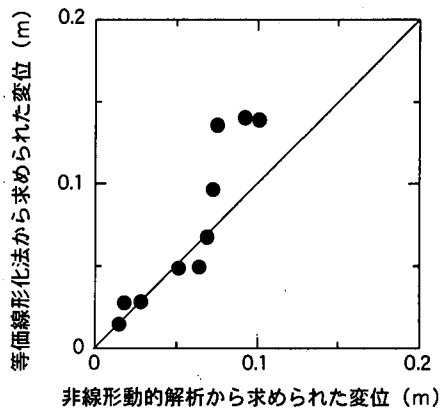


図-13 免震支承の設計変位の70%および橋脚の降伏変位を初期値とした場合の等価線形化法の推定精度 (A橋)



(a) 免震支承



(b) 橋脚

図-14 免震支承の設計変位の70%および橋脚の降伏変位を初期値とした場合の等価線形化法を用いた場合の免震支承および橋脚の変位の精度 (A橋, JR鷹取駅記録を入力した場合)

回目以降では、免震支承については、計算で求められた最大応答から有効変位を求め、これに相当する等価剛性および等価減衰定数を求めた。また、橋脚については、線形エネルギー一定則によって非線形系の最大変位を求め、この70%に相当する変位から等価剛性と等価減衰定数を求めた。

A橋で固有周期が1.24秒の場合を対象としてこれにJR 鷹取駅記録が作用した場合の桁の応答加速度、免震支承および橋脚の変位を求め、これが繰り返して計算回数が増加とともにどのように収束していったかを示すと図-12のようになる。ほぼ3回程程度の繰り返しを行うことにより収束した解が得られる。

このような解析を他の固有周期の場合についてもを行い、図-10と同じように桁に生じる応答加速度をA橋を例に示した結果が図-13である。これによれば、桁の応答加速度の推定精度は図-10に示した結果とほとんど変わらない。しかし、これから求めた免震支承および橋脚に生じる最大応答変位を非線形動的解析から求めた値と比較すると、図-14のようになる。これによれば、応答変位が大きくなり、橋脚、免震支承ともに塑性化するようになると、免震支承の設計変位の70%および橋脚の降伏変位をそれぞれ免震支承および橋脚に生じる変位の初期値として与えて等価線形化法で解析した結果は、図-11に示した非線形動的解析によって求めた最大応答変位の70%の値を初期値として等価線形化法で求めた場合よりも解析精度が低下している。特に橋脚の方が免震支承よりも解析精度が低いように見えるが、これは免震支承よりも橋脚の方が応答変位が小さく、非線形動的解析との違いがより際立って表れるためである。したがって、複数箇所塑性化する橋梁を等価線形化法で解析する場合には、初期値の設定が重要である¹²⁾。

7. 結論

免震橋の荷重低減係数に及ぼす橋脚系じん性率と全体系じん性率の違いを明らかにするとともに、等価線形化法の適用性を検討するため、固有周期を10通りに変化させた2橋の免震橋の地震応答特性を2種類の入力地震動を作用させて解析した。本解析から得られた結論をまとめると、以下ようになる。

1) 道路橋示方書に基づいて長周期化の度合いを抑えて設計しても変形寄与係数は大きく、このため橋脚系じん性率 μ_p は全体系じん性率 μ_s の2~4倍程度となる。

- 2) 橋脚系じん性率 μ_p を用いて荷重低減係数 R_E を式(3)もしくは式(16)により求めると、荷重低減係数を過大評価する。全体系じん性率 μ_s を用いれば、橋脚系じん性率 μ_p を用いた場合に比べて、荷重低減係数の推定精度を高めることができる。
- 3) 等価線形化法により、非線形動的解析によって求めた最大応答変位の70%を初期値として解析とした場合には、上記2)に示した全体系じん性率 μ_s を用いた場合とほぼ同レベルの精度で免震橋の非線形応答を推定することができる。ただし、免震支承の設計変位の70%および橋脚の降伏変位を初期値として与えた場合には、応答変位が大きくなり、橋脚、免震支承ともに塑性化するようになると、上記の解析よりも精度が低下する可能性がある。したがって、等価線形化法では、橋脚および免震支承に与える初期変位の与え方が重要である。

参考文献

- 1) 川島一彦：免震設計技術の発展と今後の展望，土木学会論文集，No.398/I-10，pp.1-12，1988.10.
- 2) Skinner, R. I., Robinson, W. H. and McVerry, G. H. : *An Introduction to Seismic Isolation*, John Wiley & Sons, 1993, 川島一彦，北川良和監訳：免震設計入門，鹿島出版会，1996.
- 3) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，1989.
- 4) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，道路橋の免震構造システムの開発報告書，1992.10.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.12.
- 6) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998.
- 7) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.131-144，1999.4.
- 8) 熊木幸，矢部正明：1自由度系の非線形応答と等価線形化法の問題点，第3回地震時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講演論文集，pp.87-94，1999.12.
- 9) Nakamura, Y. : *Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information*, No.23c, 1995.
- 10) (財)日本気象協会：気象庁87型電磁式強震計データ，平成7年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録，1995.

- 11) 川島一彦, 相沢興 : 減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正值, 土木学会論文集, No.344/I-1, pp.351-355, 1984. 性に関する検討, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.887-898, 2000.3.
- 12) 熊木幸, 金治英貞, 矢部正明 : 耐震補強された免震支承-橋脚系の非線形相互作用と等価線形化法の適用 (2000. 4. 24 受付)

EFFECT OF COLUMN AND SYSTEM DUCTILITY FACTORS ON THE EVALUATION OF RESPONSE MODIFICATION FACTOR OF ISOLATED BRIDGES

Kazuhiko KAWASHIMA and Masanobu NAGAI

In the evaluation of response modification factor, it is important to distinguish the system ductility factor with the column ductility factor. Since the flexibility of isolators/dampers is reflected in the system ductility factor, it is much smaller than the column ductility factor in an isolated bridge. This paper presents the effect of two ductility factors on the evaluation of response modification factors for two isolated bridges with various natural periods. It is shown that response modification factors are overestimated if the column ductility factors are used, while the response modification factors that are evaluated from the system ductility factors are close to those evaluated from the nonlinear dynamic response analyses. Accuracy of equivalent linear method is also presented.