

鉛入り積層ゴムを用いた変位制御型の
道路橋の免震設計法に関する一考察

A consideration on the displacement based design of seismically isolated
highway bridges with lead rubber bearing

松田 泰治*, 大塚 久哲**, 山田 純司***
Taiji Mazda, Hisanori Otsuka, Junji Yamada

*博(工) 九州大学大学院助教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)
**工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)
***九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

This paper proposes a displacement based design method of seismically isolated highway bridges with lead rubber bearing. The natural period of the bridges toward the design displacement can be selected using displacement response spectrum. And the shape of lead rubber bearing is automatically determined from the period and equivalent damping constant. Dynamic response analysis using FEM of the bridges designed by this method was carried out. As the result, the maximum response displacement of the bridges approximately satisfied the design displacement. The applicability of this method was verified.

Key Word: seismic isolation, lead rubber bearing, highway bridges

1. はじめに

平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾では免震設計の章が新たに加えられた。これまで具体的な規定がなかった免震設計法は、地震力の分散と系の高減衰化に重点を置いた設計法として規定された。そこでは、「免震設計を用いる場合の橋の固有周期は、上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めなければならない。」とされている。しかし一方で「免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、原則として免震支承を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とするものとする」となっている。この規定は橋脚が変形せずに桁が剛体挙動する振動モードを実現するための目安であるが、この規定を忠実に守るが故に、免震橋梁の固有周期が長周期化しすぎて上部構造の地震時変位の増大を招くケースがある。橋梁の免震設計の最終目的は、橋脚の基部に生じる曲げモーメントを低減して損傷を最小限に止め、橋梁の機能を維持することにある。これを実現するために桁および橋脚に生じる応答加速度が低減するよう免震支承の特性を定めなければならない。その際、免震支承には変位が生じるが、生じた変位が橋の機能を損なわず、桁端で過大な変位吸収装置を必要としない範囲に収まるよう、必要に応じて免震支承の特性の見直しを行わなければならない。

著者らはこれまでに系の応答の低減効果と上部構造の地震時変位の両者より免震橋梁の固有周期を定める簡易設計法^{2)~4)}の提案を行ったが、実務設計においては応答の低減よりも上部構造の地震時変位の増大が問題になっているケースが多々見受けられる。本研究では鉛入り積層ゴムを対象に、実務設計

計において問題となっている上部構造の地震時変位に着目し、地震時に生じる変位が設計時に想定する変位を上回らないよう免震支承の力学特性を定める手法、すなわち免震支承の形状設計を含む変位制御型の免震設計法を提案した。

2. 変位制御型の免震設計

2.1 目標設計変位と免震橋梁の固有周期

本研究ではⅠ種地盤およびⅡ種地盤上に建設される鉛入り積層ゴム支承を有する橋梁を対象とする。検討用の入力地震動は道路橋示方書の標準波⁵⁾より地盤種別と地震タイプ別にそれぞれ1波選択した。検討に用いた地震動を表-1に示す。

免震橋梁の設計の第一段階では、地震時に上部構造に対して許容できる変位すなわち目標設計変位を定める必要がある。目標設計変位とは地震時に基礎・橋脚・免震支承に生じる変位の総和を指し、変位吸収装置等の性能を考慮してこの目標設計変位を定める。ここでは目標設計変位として20cmから60cmまで10cm刻みで5ケースを検討対象とした。

設計の第二段階では目標設計変位を満足する免震橋梁の固有周期と減衰を設定する必要がある。免震橋梁では通常免震

表-1 使用地震波

分類	地震種別	加速度波形名	地震波略名
タイプⅠ	Ⅰ種	Ⅰ-Ⅰ-1	KAIHOKU BRG.LG
	Ⅱ種	Ⅰ-Ⅱ-1	ITAJIMA BRG.LG
タイプⅡ	Ⅰ種	Ⅱ-Ⅰ-1	JMAKOBE OBS.NS
	Ⅱ種	Ⅱ-Ⅱ-1	JR TAKATORI STA.NS

支承の剛性が橋脚の剛性と比較して非常に小さく、1次モードが卓越するため、その固有周期と減衰は免震支承の特性に支配される。著者らはこれまでに高減衰積層ゴム支承を対象に変位制御型の免震設計法の適用性を検討⁶⁾してきた。高減衰積層ゴムの場合、ゴム材料が選択された後に、支承の等価剛性に基づき形状を定めると、自動的に支承の等価減衰定数が決定される。これに対し、今回対象とする鉛入り積層ゴム支承では鉛プラグの形状を変えることにより支承の等価剛性と等価減衰定数を任意に選択可能であり、高減衰積層ゴム支承と比較して設計自由度が高い。ここでは鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数として10%、15%、20%の3ケースを検討対象とし、固有周期の設定にはそれぞれ減衰定数10%、15%、20%としたタイプIおよびタイプIIの標準波に対する変位応答スペクトルを利用する。それらを地盤別に図-1～図-6に示す。図中には参考のため加速度応答スペクトルの重ね書きも示している。これらの変位応答スペクトルを利用して目標設計変位を満足する目標固有周期を選択する。一つの目標設計変位を満足する固有周期はタイプIとタイプIIそれぞれの地震動に対して定まるが、その両者の短い方の周期が目標固有周期

となり二つのタイプの地震動に対して応答変位が目標設計変位以内となる。また、変位応答スペクトルの山谷により目標設計変位を満足する固有周期が複数存在する場合には、標準波の変位応答スペクトルが平均的には右上がりに固有周期の増加に伴い応答変位が増加することを考慮して、最も長い周期を選択するものとする。これによって、変位応答スペクトルの谷間を目標とするような不適切な設計を回避できる。

このような手順によれば、減衰定数10%の場合、目標固有周期の決定は、I種地盤では目標設計変位20cmから25cmまではタイプII地震動、25cmから60cmまではタイプI地震動が支配的となり、II種地盤では目標設計変位20cmから60cmまではタイプII地震動が支配的となる。減衰定数15%の場合、I種地盤では目標設計変位20cmから60cmまではタイプI地震動が支配的となり、II種地盤では目標設計変位20cmから50cmまではタイプII地震動が支配的となり、50cmから60cmまではタイプI地震動が支配的となる。減衰定数20%の場合、I種地盤では目標設計変位20cmから60cmまではタイプI地震動が支配的となり、II種地盤では目標設計変位20cmから40cmまではタイプII地震動が支配的となり、40cmから60cmまではタイプI

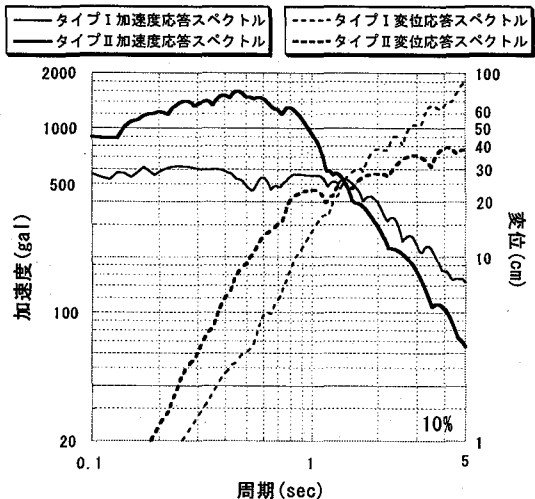


図-1 加速度および変位応答スペクトル
(減衰定数10%、I種地盤)

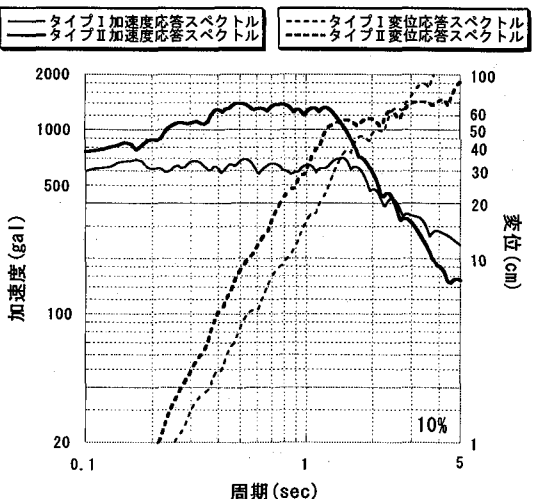


図-2 加速度および変位応答スペクトル
(減衰定数10%、II種地盤)

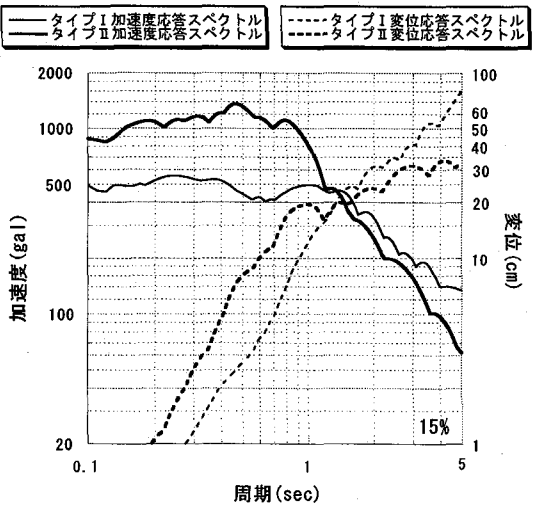


図-3 加速度および変位応答スペクトル
(減衰定数15%、I種地盤)

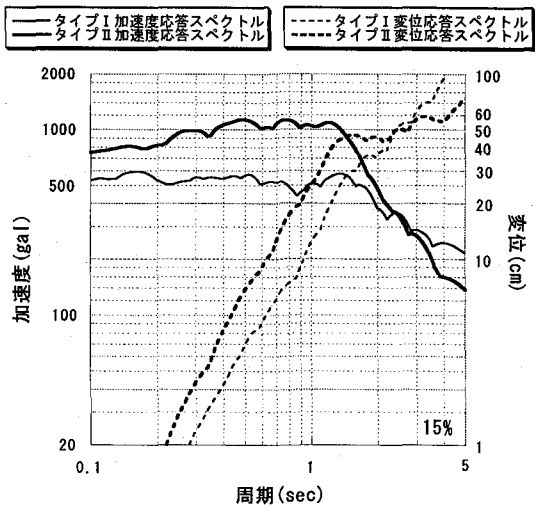


図-4 加速度および変位応答スペクトル
(減衰定数15%、II種地盤)

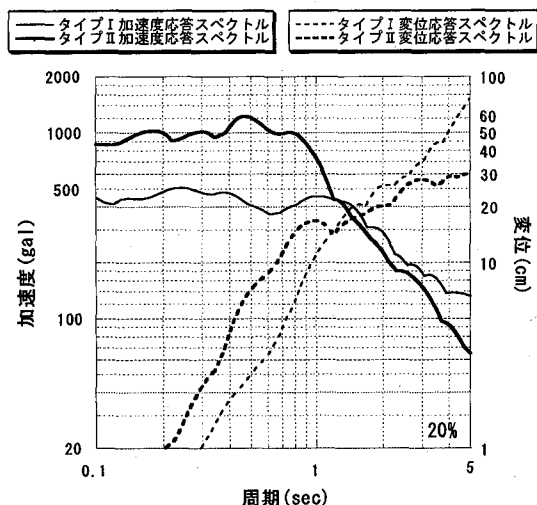


図-5 加速度および変位応答スペクトル
(減衰定数 20%, I 種地盤)

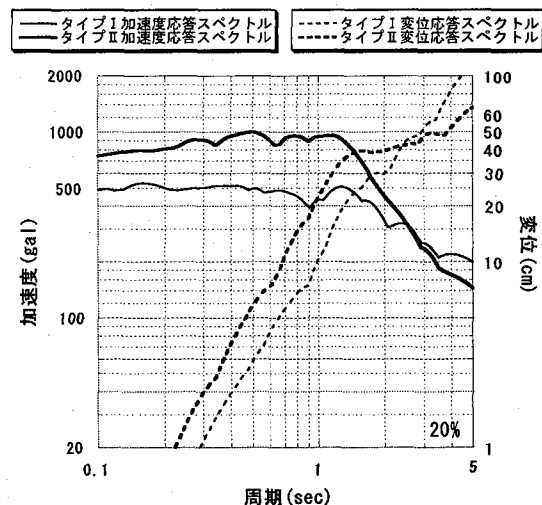


図-6 加速度および変位応答スペクトル
(減衰定数 20%, II 種地盤)

地震動が支配的となる。表-2に各目標設計変位に対する目標固有周期を示す。表-2よりわかるように、変位応答スペクトルにおいて減衰定数の増加に伴い応答変位が減少するため、減衰定数が増加すると、ある目標設計変位を満足する目標固有周期は長周期側にシフトする。

目標固有周期の決定には加速度応答スペクトルは直接関係しないが、応答加速度の低減効果を二次的に確認する上で変位応答スペクトルとの重ね書きは重要となる。ここで免震効果のひとつである応答加速度の低減に関しては長周期化によるものの他に設計用の加速度応答スペクトルで考慮される減衰定数5%が鉛入り積層ゴム支承の採用により10%, 15%, 20%に増加することによる効果も忘れてはならない。

今回地震タイプ別にそれぞれ1波のみの変位応答スペクトルの重ね書きしか示していないが、地震波の位相特性の多様性をさらに考慮する場合には、変位応答スペクトルの重ね書きの数を増やし、上記と同様な考え方により、検討対象とする全ての地震波に対して目標設計変位を満足する目標固有周期を決定することが可能である。

2.2 免震支承の力学特性と形状

免震支承の形状設計とは、目標固有周期を満足する免震支承の力学特性に対して免震支承の形状を定める行為である。以下では目標設計変位に基づく免震支承の水平ばね定数の決定および形状設計の手順を示す。

(1) 免震支承の水平ばね定数

ここでの水平ばね定数とは目標設計変位に対する免震支承の等価な水平ばね定数を指す。免震設計において設計者が自由に選択可能な力学特性は免震支承の部分であり、その特性および橋脚・基礎・地盤の特性に基づき免震系の一次固有周期が定まる。

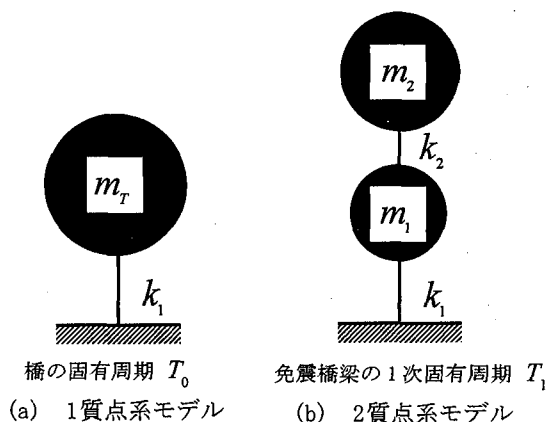
まず、道路橋示方書を参考に桁が固定の場合の橋の固有周期 T_0 を求め、 T_0 より図-7(a)の1質点系モデルで表される橋脚と基礎・地盤系を含む等価な水平ばね定数 k_1 を求める(式(1))。

$$k_1 = \frac{4\pi^2 m_T}{T_0^2} \quad (1)$$

質点に考慮するのは桁の質量および橋脚と基礎の質量の80%である。次に桁の質量を分離して免震支承を考慮した図-7(b)の2質点系モデルにおいて、系の一次固有周期 T_1 が先に示した変位応答スペクトルより定まる目標固有周期と一致するように、免震支承の水平ばね定数 k_2 を定める(式(2))。

$$k_2 = \frac{m_1 m_2 n_1^4 - k_1 m_2 n_1^2}{(m_1 + m_2) n_1^2 - k_1} \quad \text{ここに、} n_1 = 2\pi / T_1 \quad (2)$$

以上の手順は免震支承のタイプに依らない一般的な特性決定の手順⁶⁾となる。次のステップとして免震支承の水平ばね



m_U : 上部構造の質量

m_P : 下部構造躯体の質量

m_F : フーチングの質量

m_T : 下部構造の質量の80%と

それが支持している上部構造の質量

k_1 : 橋脚と基礎地盤系の等価水平ばね定数

$$m_1 = 0.8(m_P + m_F)$$

$$m_2 = m_U$$

$$m_T = m_U + 0.8(m_P + m_F)$$

図-7 免震支承の水平ばね定数計算用質点系モデル

定数を満足する支承形状を定める必要がある。著者らは既往の研究⁹⁾において高減衰積層ゴム支承の支承形状の決定手順を示しているが、高減衰積層ゴム支承においては等価減衰定数が任意に選択不可能であるのに対し、鉛入り積層ゴム支承においては免震支承の等価減衰定数が鉛プラグの形状を変化させることにより自由に選択可能である。この点で両者の支承形状の決定手順は大きく異なってくる。

(2) 鉛入り積層ゴム支承の形状設計および
非線形パラメータ

鉛入り積層ゴム支承の目標設計変位を δ とすると、この δ

より鉛入り積層ゴム支承の最大せん断ひずみが2.5以下になるようにゴム総厚 Σt_g を定める。ここでゴム総厚は鉛入り積層ゴム支承の製作性を考慮し1cm未満は切り上げるものとする。

$$\Sigma t_g \geq \delta / 2.5$$

有効設計変位 u_{be} を 0.7δ とし、ゴムの有効せん断ひずみ γ を求める。

$$\gamma = 0.7\delta / \Sigma t_g$$

道路橋の免震設計法マニュアル(案)⁷⁾を参考にして、ゴムの有効変位 u_{be} に対して非線形解析のための鉛入り積層ゴム支承の力学特性値(第一剛性 K_1 、第二剛性 K_2 、降伏強度 Q_d)を以下の関係式より決定する。

表-2 免震支承の目標設計変位と目標固有周期の設計例および免震支承の設計例

等価減衰定数10%, I種地盤 上部工重量6570kN, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(cm ²)	鉛プラグの面積(cm ²)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	1.2	9	4.16E+03	1.32E+02	66	7.3	4.57	1.05E+05	0.005	0.154	0.079
30	1.7	13	2.79E+03	9.17E+01	54	4.2	6.79	4.86E+04	0.007	0.154	0.055
40	2.2	17	2.18E+03	7.27E+01	47	2.8	8.70	2.89E+04	0.010	0.154	0.044
50	2.8	21	1.73E+03	5.85E+01	42	2.0	10.9	1.86E+04	0.012	0.154	0.035
60	3.3	25	1.48E+03	5.04E+01	39	1.6	12.8	1.34E+04	0.015	0.154	0.030
等価減衰定数10%, II種地盤 上部工重量670tf, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(cm ²)	鉛プラグの面積(cm ²)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	0.8	9	9.86E+03	3.13E+02	101	11.2	1.93	2.49E+05	0.005	0.154	0.188
30	1.0	13	8.44E+03	2.77E+02	93	7.2	2.25	1.47E+05	0.007	0.154	0.166
40	1.1	17	8.64E+03	2.88E+02	94	5.5	2.20	1.15E+05	0.010	0.154	0.173
50	1.2	21	8.86E+03	2.99E+02	96	4.6	2.1	9.51E+04	0.012	0.154	0.179
60	2.3	25	3.02E+03	1.03E+02	56	2.2	6.3	2.72E+04	0.015	0.154	0.062
等価減衰定数15%, I種地盤 上部工重量6570kN, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(cm ²)	鉛プラグの面積(cm ²)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	1.3	9	3.06E+03	1.55E+02	57	6.3	6.10	7.17E+04	0.009	0.154	0.093
30	1.9	13	2.26E+03	1.18E+02	49	3.8	8.23	3.64E+04	0.013	0.154	0.071
40	2.8	17	1.30E+03	6.91E+01	37	2.2	14.3	1.60E+04	0.017	0.154	0.041
50	3.3	21	1.17E+03	6.28E+01	35	1.7	15.9	1.16E+04	0.021	0.154	0.038
60	4.2	25	8.74E+02	4.72E+01	30	1.2	21.3	7.26E+03	0.026	0.154	0.028
等価減衰定数15%, II種地盤 上部工重量6570kN, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(cm ²)	鉛プラグの面積(cm ²)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	0.9	9	6.94E+03	3.52E+02	85	9.4	2.69	1.63E+05	0.009	0.154	0.211
30	1.1	13	6.85E+03	3.58E+02	85	6.5	2.71	1.10E+05	0.013	0.154	0.215
40	1.2	17	6.94E+03	3.68E+02	85	5.0	2.69	8.51E+04	0.017	0.154	0.221
50	2.4	21	2.24E+03	1.20E+02	49	2.3	8.32	2.22E+04	0.021	0.154	0.072
60	2.9	25	1.80E+03	9.74E+01	44	1.8	10.3	1.50E+04	0.026	0.154	0.058
等価減衰定数20%, I種地盤 上部工重量6570kN, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(cm ²)	鉛プラグの面積(cm ²)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	1.5	9	2.47E+03	1.81E+02	52	5.8	7.39	5.26E+04	0.014	0.154	0.109
30	2.6	13	1.11E+03	8.38E+01	35	2.7	16.4	1.62E+04	0.020	0.154	0.050
40	3.2	17	9.76E+02	7.45E+01	32	1.9	18.7	1.08E+04	0.027	0.154	0.045
50	4.0	21	8.03E+02	6.19E+01	29	1.4	22.6	7.18E+03	0.034	0.154	0.037
60	4.4	25	7.90E+02	6.13E+01	29	1.2	23.0	5.93E+03	0.041	0.154	0.030
等価減衰定数20%, II種地盤 上部工重量6570kN, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(cm ²)	鉛プラグの面積(cm ²)	正方形ゴムの辺長(cm)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	0.9	9	5.96E+03	4.37E+02	80	8.9	3.06	1.27E+05	0.014	0.154	0.262
30	1.2	13	5.82E+03	4.38E+02	79	6.1	3.14	8.48E+04	0.020	0.154	0.263
40	2.0	17	2.45E+03	1.88E+02	51	3.0	7.42	2.72E+04	0.027	0.154	0.113
50	2.9	21	1.47E+03	1.13E+02	40	1.9	12.4	1.32E+04	0.034	0.154	0.068
60	3.4	25	1.27E+03	9.85E+01	37	1.5	14.3	9.53E+03	0.041	0.154	0.059

*支承4個の合計

$$F = k_2 u_{Be}$$

$$K_2 = \frac{F - Q_d}{u_{Be}}$$

$$K_1 = 6.5 K_2$$

$$h_b = \frac{2Q_d \{u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Be} (Q_d + u_{Be} \cdot K_2)}$$

F : 有効設計変位に対するせん断ひずみ γ における水平力

Q_d : 鉛入り積層ゴムの降伏強度

h_b : 等価減衰定数

鉛入り積層ゴム支承の降伏強度 Q_d および免震支承の水平バネ定数 k_2 により 1 支承あたりのゴムの平面形状 (ゴムの面積 A_R , ここでは正方形を仮定) と鉛プラグの平面形状 (鉛プラグの面積 A_P , ここでは円形を仮定) を決定する。求まった支圧面積に対してゴム面圧や 2 次形状係数の確認を行い、適正であれば形状を確定する。

$$F = n(A_R \cdot G_R \cdot \gamma + A_P \cdot q)$$

$$Q_d = n(A_P \cdot q_0)$$

$$q = a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2$$

$$q_0 = b_0 + b_1 \gamma$$

$$\sigma_v = W / \{n \cdot (A_R + A_P)\}$$

q : せん断ひずみが γ の時の鉛プラグのせん断応力度

q_0 : 鉛プラグの降伏強度におけるせん断応力度

σ_v : 鉛入り積層ゴム支承の面圧

W : 橋脚で支える死荷重と活荷重の和

ここでは、係数 $a_0 \sim a_2, b_0 \sim b_1$ に以下の値を用いる。

	a_0	a_1	a_2
$\gamma \leq 0.35$	0	29700	0
$0.35 < \gamma \leq 0.50$	10400	0	0
$0.50 < \gamma \leq 2.00$	15990	-12560	2775
$2.00 < \gamma \leq 2.50$	1961	0	0

	b_0	b_1
$\gamma \leq 0.35$	0	23820
$0.35 < \gamma \leq 2.50$	8336	0

2.3 目標設計変位と動的解析結果との比較

ここでは変位応答スペクトルの重ね書きに基づき設定した目標設計変位と実際の鉛入り積層ゴム支承の非線形性を考慮した場合の橋梁の最大変位がどのような関係にあるのかを確認するため、免震系の一次モードが卓越することを考慮して橋脚—基礎系を剛と仮定した場合に相当する 1 質点系モデルを用いて動的解析結果との比較を行った。変位応答スペクトル、変位応答スペクトル上の目標設計変位 20cm, 30cm, 40cm, 50cm, 60cm に対する目標固有周期、および先述の鉛入り積層ゴム支承の形状設計より定まる有効せん断ひずみ 1.75 相当時のバイリニアモデルを用いた非線形動的解析による最大変位の比較を図-8～図-10 に示す。

図より目標固有周期を決定する際に支配的となる地震動に対する変位応答スペクトルと目標設計変位は一致し、支配的でない地震動に対する変位応答スペクトルは目標設計変位を下回っていることがわかる。また、すべてのケースにおいて変位応答スペクトルと非線形動的解析による最大変位は周期により大小関係が変化するものの周期の増加に対する変位増加の傾向は一致していることが確認された。

ここで変位応答スペクトルと非線形動的解析による最大変位の大小関係が周期により異なっているのは、非線形挙動を等価線形化手法を用いて評価する際に生じるばらつき誤差に起因するものである。

以上の結果より免震設計する際の目標設計変位と本設計法により特性を定めた 1 質点系モデルを用いた非線形動的解析による最大変位には相関があることが確認された。

3. 変位制御型の免震設計の実橋脚への適用

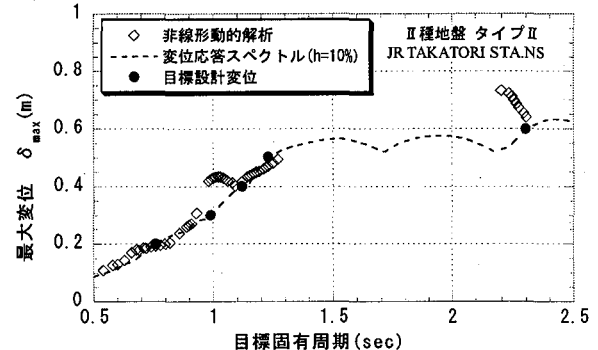
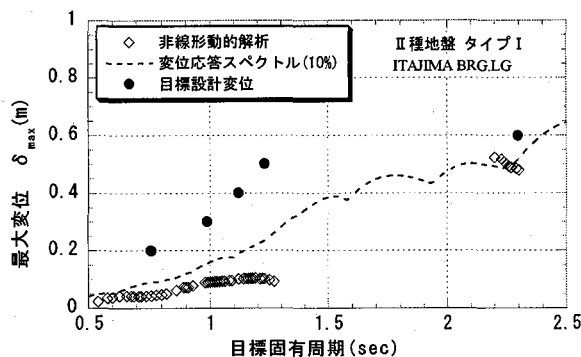
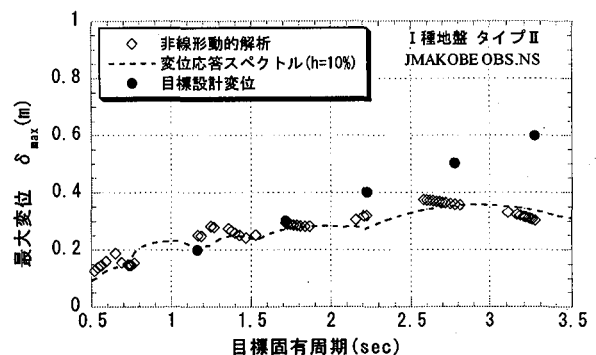
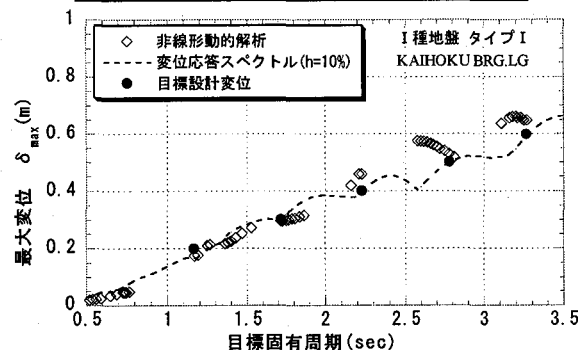


図-8 目標設計変位と非線形動的解析による最大変位との比較 (等価減衰定数 10%)

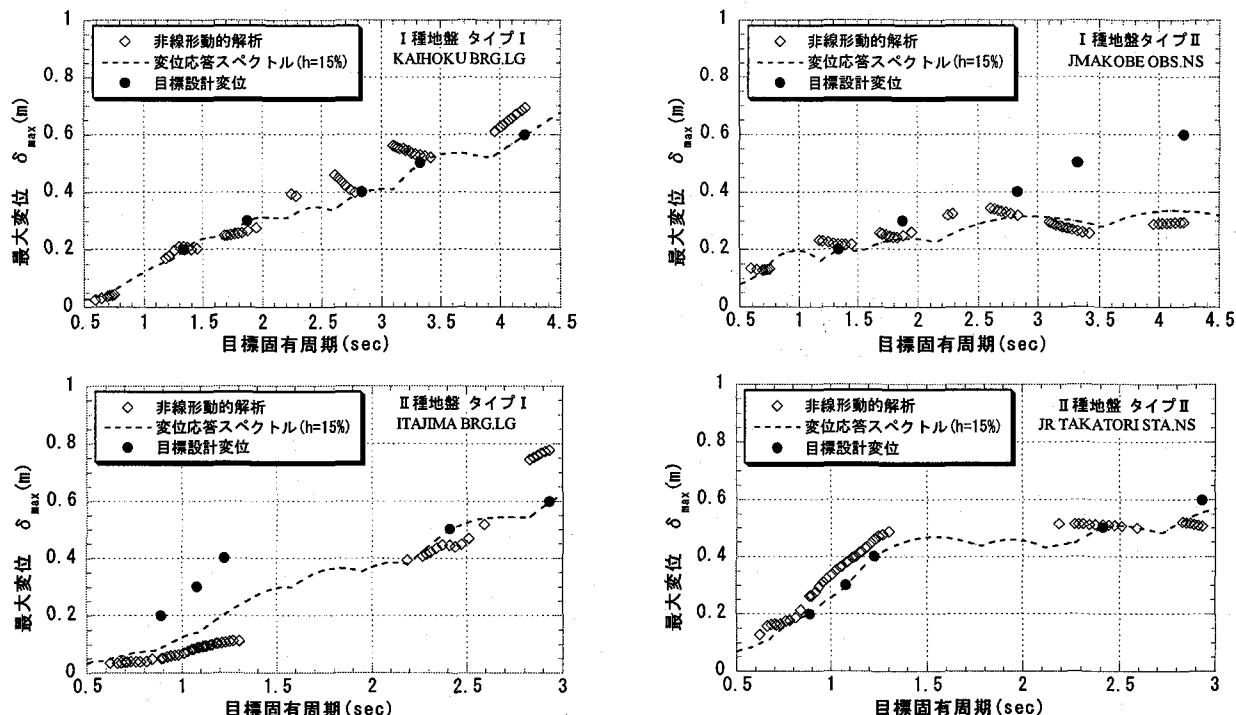


図-9 目標設計変位と非線形動的解析による最大変位との比較(等価減衰定数15%)

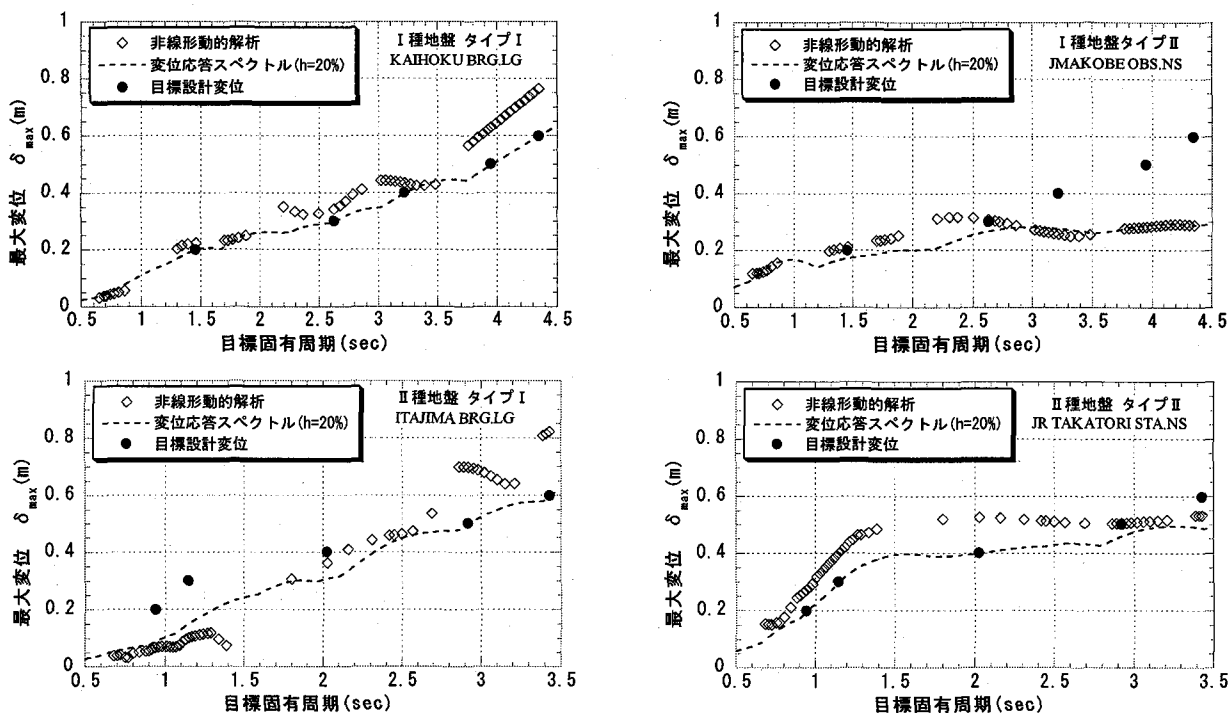


図-10 目標設計変位と非線形動的解析による最大変位との比較(等価減衰定数20%)

本章では、2章で提案した鉛入り積層ゴム支承を対象とした変位制御型の免震設計法の実橋脚への適用性を検討する。

3.1 解析モデルの概要

I種地盤A地域の支承固定の条件で耐震設計された3径間鋼桁橋のうち一本の橋脚に着目し、橋脚-基礎系と鉛入り積層ゴム支承からなる免震橋梁の断面設定を行った。図-11にその構造概要を示す。免震橋梁は鋼桁と鉛入り積層ゴム支承および鉄筋コンクリート製の単柱式橋脚(直接基礎)から構成される。鋼桁は桁の重心位置において1質点でモデル化し、フー

チングを含むRC橋脚は二次元はり要素でモデル化した。鉛入り積層ゴム支承はバイリニア型の水平ばねで置き換え、鉛直方向は剛とした。橋脚基部の二次元はり要素の非線形性は武藤モデルで考慮した。フーチング下端には地盤ばねを考慮した。地盤ばねは道路橋示方書に基づき水平ばね、鉛直ばねおよび回転ばねでモデル化した。鉛入り積層ゴム支承の水平ばねの減衰定数は0%とし、地盤ばねの減衰定数はすべて20%としている。橋脚部分の二次元はり要素に対する減衰定数は基部の非線形はり要素が2%、その他の線形はり要素は全て5%とした。2.2に示した形状設計の手順に従いI種地盤用で目

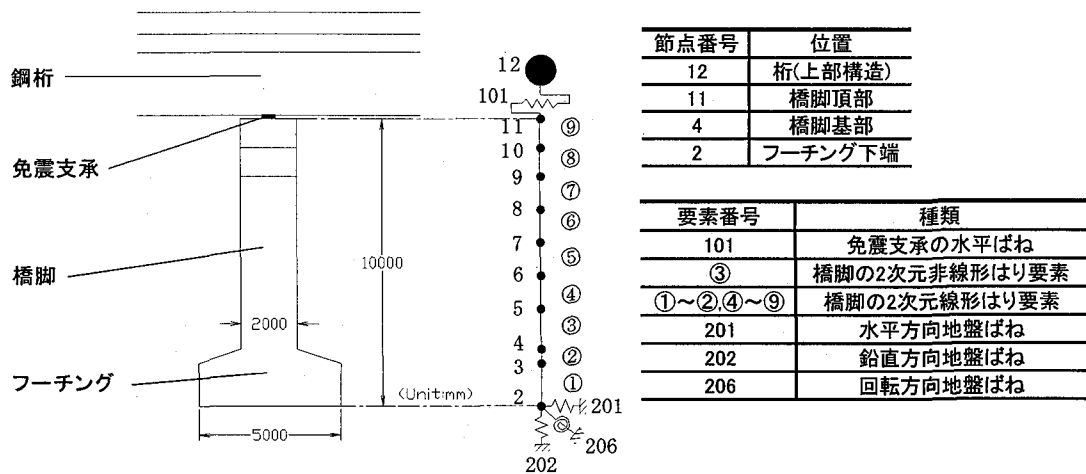


図-11 解析モデル

表-3 実橋脚に対する免震支承の設計結果 (I 種地盤)

等価減衰定数10% 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量1937kN, フーチング重量1134kN, 支承数4									
目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	ゴム総厚 (cm)	正方形ゴムの辺長 (cm)	2次形状係数	ゴム面圧 (MPa)	第1剛性* (kN/m)	降伏変位 (m)	降伏震度	
20	1.2	9	70	7.7	4.06	1.18E+05	0.0050	0.089	
30	1.7	13	55	4.2	6.45	5.12E+04	0.0074	0.058	
40	2.2	17	48	2.8	8.45	2.98E+04	0.0099	0.045	
等価減衰定数15% 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量1937kN, フーチング重量1134kN, 支承数4									
目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	ゴム総厚 (cm)	正方形ゴムの辺長 (cm)	2次形状係数	ゴム面圧 (MPa)	第1剛性* (kN/m)	降伏変位 (m)	降伏震度	
20	1.3	9	59	6.6	5.59	7.83E+04	0.0085	0.102	
30	1.9	13	50	3.8	7.89	3.80E+04	0.0128	0.074	
40	2.8	17	37	2.2	14.0	1.63E+04	0.0171	0.042	
等価減衰定数20% 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量1937kN, フーチング重量1134kN, 支承数4									
目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	ゴム総厚 (cm)	正方形ゴムの辺長 (cm)	2次形状係数	ゴム面圧 (MPa)	第1剛性* (kN/m)	降伏変位 (m)	降伏震度	
20	1.5	9	53	5.9	6.87	5.66E+04	0.0136	0.117	
30	2.6	13	35	2.7	16.0	1.66E+04	0.0204	0.051	
40	3.2	17	33	1.9	18.4	1.10E+04	0.0272	0.045	

*支承4個の合計

標設計変位を20cm, 30cmおよび40cmとした場合の免震支承を試設計する。表-3に鉛入り積層ゴム支承を試設計した結果を示す。2次形状係数が4以下で変形時に不安定となる恐れのあるケースも存在するが、実務対応としては支承数の集約やゴム材料の変更等により形状の見直しが可能であるためこのまま以下の検討を進めるものとする。試設計された免震支承ではゴムのせん断ひずみ2.5相当時の等価な水平ばね定数により目標固有周期が実現され、地震時挙動を評価するための非線形力学特性はゴムの有効せん断ひずみ1.75相当に対して表-3のように定まる。動的解析には表-3に示す免震支承のバイリニアモデルの力学特性を用いた。表-3よりわかるように、変位応答スペクトルにおいて減衰定数の増加に伴い応答変位が減少するため、減衰定数が増加すると、ある目標設計変位を満足する目標固有周期は長周期側へシフトする。

3.2 動的解析結果および結果の分析

3.1で述べた3径間鋼桁免震橋梁において鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数を10%, 15%, 20%とした場合のI種地盤タイプI, タイプII地震波に対して支承部分を免震支承および固定の条件で計算した動的解析結果を表-4に示す。

支承部分を固定とした耐震モデルでは橋脚基部のはり要素の最大曲率と橋脚基部断面における降伏曲率の比が9.631であるのに対し、免震モデルではその比は1.0以内に収まっており、すべてのケースに対して免震効果が確認できた。特に今回検討を行った範囲で、目標設計変位20cmのケースはかなり厳しい変位の制約条件であるにもかかわらず、十分な免震効果が確認された。また、鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数を20%とし、タイプI地震波を入力したケースにおいて、動的解析より得られた桁の最大変位が目標設計変位を2~15%の範囲で上回っているものの、その他のケースにおいては桁の最大変位が目標設計変位以下となった。以下でこの原因について詳細に分析する。

動的解析より得られた桁の最大変位と目標設計変位に差異が生じた原因を検討する目的で1質点系モデルと橋梁の全体系モデルの応答の比較を行った。図-12には2.3において検討した、免震支承の履歴復元力特性をバイリニアモデル、粘性減衰定数を0%, 橋脚-基礎系を剛と仮定した1質点系モデルと橋梁の全体系モデルにおける桁の最大変位を比較したものを示し、図-13~図-15には粘性減衰定数を0%, 1%, 5%とした場合の1質点系モデルと橋梁の全体系モデルにおける桁

の応答変位の時刻歴を示す。これらの図より1質点系と橋梁の全体系モデルの応答変位の位相はよく一致していることがわかる。このときの全体系1次モードの有効質量比は70～78%である。また、全体系モデルの応答変位および最大変位は粘性減衰定数を0%とした1質点系モデルの応答変位および最大変位よりも小さい。

全体系モデルの応答変位および最大変位が粘性減衰定数を0%とした1質点系モデルの応答変位および最大変位よりも小さくなっている原因は橋脚－基礎系の減衰を全体系では考慮しているが1質点系モデルでは考慮していないという両者の相違点によるものと考えられる。

表-3よりわかるように鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数

表-4 免震橋梁の動的解析結果 (I 種地盤)

目標設計変位 (cm)	入力地震波	目標固有周期 (sec)	減衰定数	動的解析結果			
				免震モデル			耐震モデル
				支承の最大変位 (m)	桁の最大変位 (m)	橋脚基部の最大変位と降伏曲率との比	橋脚基部の最大変位と降伏曲率との比
20	タイプ I	1.2	0.10	0.121	0.143	0.804	0.993
		1.3	0.15	0.161	0.180	0.686	
		1.5	0.20	0.189	0.207	0.593	
	タイプ II	1.2	0.10	0.128	0.146	0.774	9.631
		1.3	0.15	0.146	0.164	0.581	
		1.5	0.20	0.156	0.172	0.514	
30	タイプ I	1.7	0.10	0.201	0.215	0.499	0.993
		1.9	0.15	0.205	0.216	0.377	
		2.6	0.20	0.339	0.345	0.168	
	タイプ II	1.7	0.10	0.195	0.210	0.495	9.631
		1.9	0.15	0.210	0.221	0.403	
		2.6	0.20	0.286	0.291	0.260	
40	タイプ I	2.2	0.10	0.299	0.311	0.414	0.993
		2.8	0.15	0.353	0.360	0.220	
		3.2	0.20	0.400	0.405	0.151	
	タイプ II	2.2	0.10	0.264	0.273	0.444	9.631
		2.8	0.15	0.296	0.301	0.246	
		3.2	0.20	0.250	0.252	0.153	

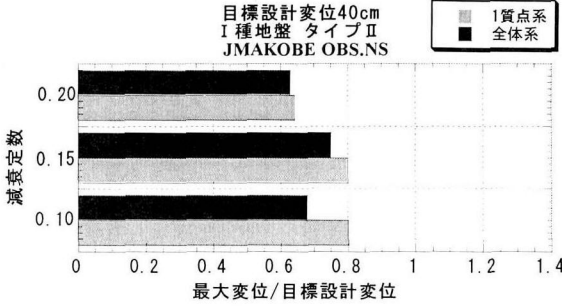
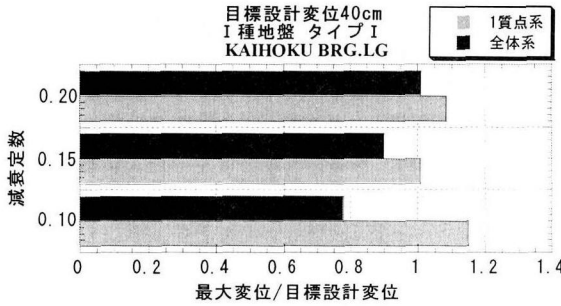
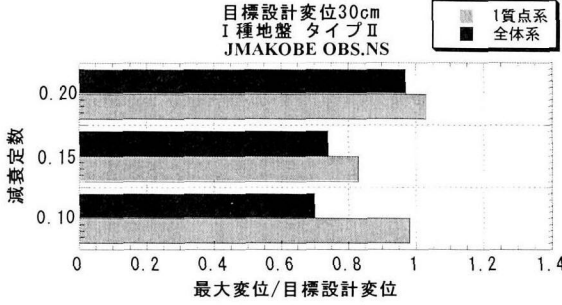
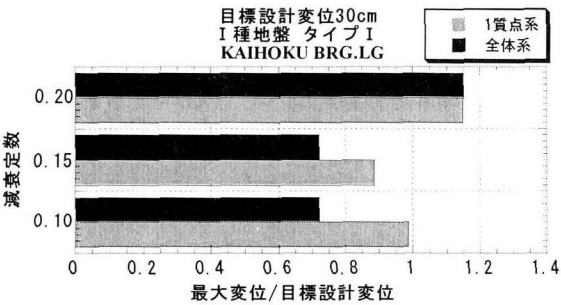
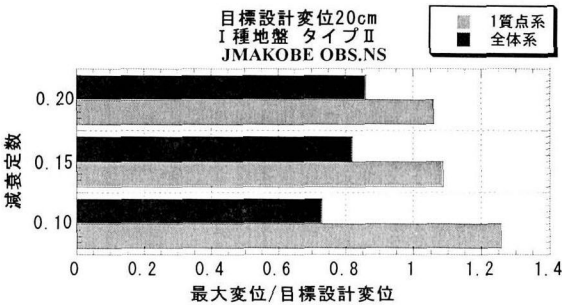
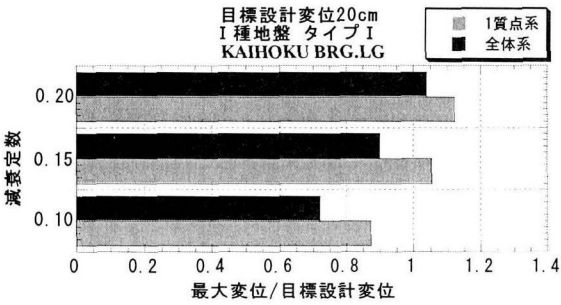


図-12 1質点系モデルと橋梁の全体系モデルにおける桁の最大変位の比較

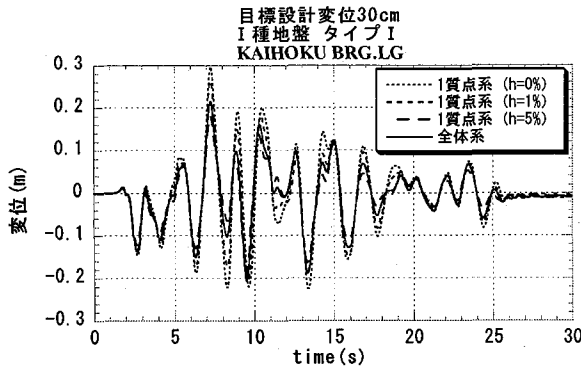


図-13 1質点系モデルと橋梁の全体系モデルにおける桁の応答変位の時刻歴 (等価減衰定数10%)

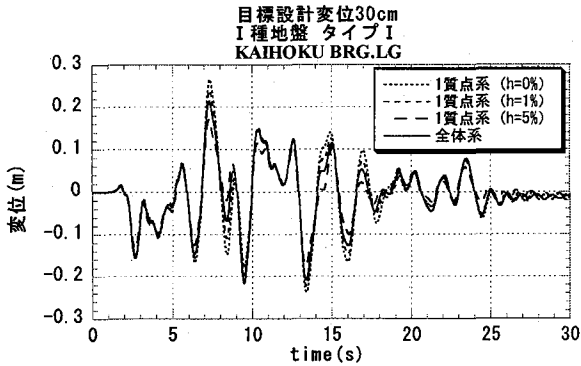
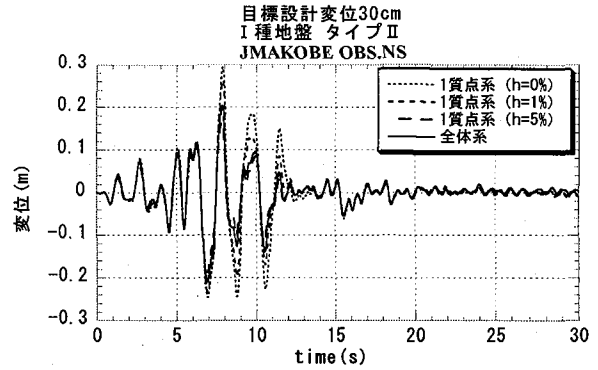


図-14 1質点系モデルと橋梁の全体系モデルにおける桁の応答変位の時刻歴 (等価減衰定数15%)

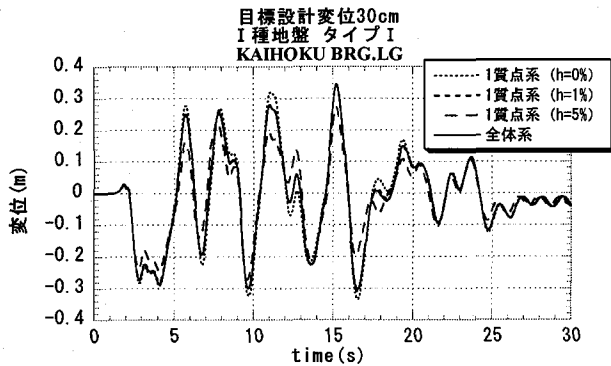
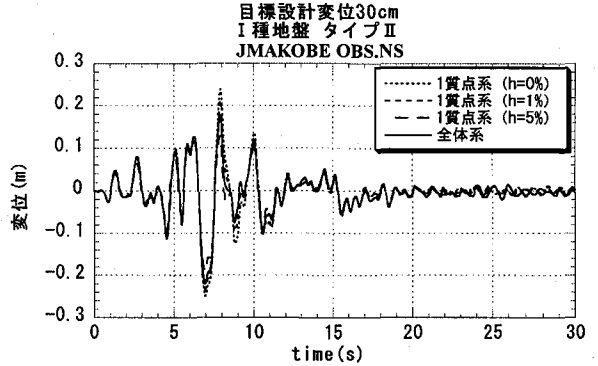
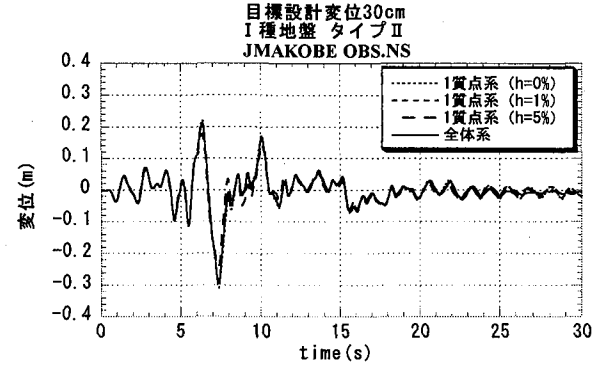


図-15 1質点系モデルと橋梁の全体系モデルにおける桁の応答変位の時刻歴 (等価減衰定数20%)



が小さいケースでは等価減衰定数が大きいケースと比較して、支承の剛性が大きいこと1次モードにおける支承の変形に対する橋脚—基礎系の変形の割合が大きく、橋脚—基礎系の減衰の影響が特に大きくなる。逆に等価減衰定数が大きいケースでは等価減衰定数が小さいケースと比較して、免震支承の剛性が小さいため1次モードにおける支承の変形に対する橋脚—基礎系の変形の割合が小さく、橋脚—基礎系の減衰の影響が小さくなる。このような関係により全体系モデルの応答変位が1質点系モデルの応答変位よりも小さくなる。このため1質点系モデルでは応答変位が目標設計変位を上回るケースが多数存在したにもかかわらず、全体系モデルではほとんどのケースで応答変位が目標設計変位を下回ったものと考えられる。

一方、鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数が大きい場合には、全体系モデルにおいて橋脚—基礎系の減衰の影響が小さいため最大変位が目標設計変位以上となるケースが存在している。この原因は目標設計変位に基づき線形の変位応答スペクトルにより鉛入り積層ゴム支承の力学的特性を定める際に

等価線形の考え方で置換を行っているが、その際に生じる誤差と考えられる。

このように動的解析より得られた桁の最大変位が目標設計変位を上回っているケースについては、免震設計を行う際に工学的判断に基づく安全側の補正を行えば、全てのケースにおいて動的解析結果が目標設計変位以下となる設計が可能となる。したがって鉛入り積層ゴム支承を対象とした変位制御型の免震設計法を実橋梁に適用することは可能と考えられる。以下に安全側の設計を行うための補正の例を3つ挙げる。

①等価減衰定数の小さい鉛入り積層ゴム支承を用いる。

この方法は動的解析結果が目標設計変位以上となるケースが存在する等価減衰定数の大きい支承を避け、動的解析結果が目標設計変位以下となっている等価減衰定数が小さい支承を用いることにより目標設計変位を満足させるものである。

②設計時に想定する変位よりも本設計法における目標設計変位を小さく設定して設計を行う。

この方法はあらかじめ目標設計変位を15%程度オーバーしても安全側になるように仮に設定して、必要な目標設計変位

を満足させるものである。

③鉛入り積層ゴム支承の形状を決定する際に等価減衰定数を割り増す。

この方法は支承の等価減衰定数を安全側に補正することにより、応答を低減して目標設計変位を満足させるものである。

4. まとめ

鉛入り積層ゴム支承を対象に、実務設計において問題となっている上部構造の地震時変位に着目し、地震時に生じる桁の変位が設計時に想定する変位を上回らないよう免震支承の力学的特性を定める手法、すなわち免震支承の形状設計を含む変位制御型の免震設計法に関して検討を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

・変位制御型の免震設計法に関して鉛入り積層ゴム支承を対象として、減衰定数を鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数とした変位応答スペクトルの重ね書きを用いて、目標設計変位より定まる目標固有周期に対して鉛入り積層ゴム支承の形状設計を行う手順を提案し、目標設計変位に基づき特性を定めた1質点系モデルを用いて動的解析より得られた免震橋梁の最大変位と目標設計変位との相関関係を確認した。

・試設計された橋梁の全体系モデルを対象に変位制御型の免震設計法の適用性を検討した。免震橋梁の応答変位が目標設計変位よりも大きくなるケースが存在したが、目標固有周期を決定する際に工学的判断に基づく安全側の補正を加えるこ

とにより動的解析結果が目標設計変位以下となるような設計が可能となり、全体系モデルに対する本手法の適用性が確認された。

・橋梁の全体系モデルと橋脚－基礎系を剛と仮定した1質点系モデルにおける応答変位の位相は一致し、全体系モデルにおける応答変位は橋脚－基礎系の減衰の影響により、1質点系モデルにおける応答変位より小さくなるということが確認された。

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，1996.
- 2) 松田泰治，大塚久哲，楊光遠，山口斉：免震橋梁の固有周期決定および免震沓の簡易設計法に関する考察，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 711-718，1998.
- 3) 九州橋梁・構造工学研究会：KABSE研究分科会中間報告および講演会資料－阪神・淡路大震災関連－，1996.
- 4) 九州橋梁・構造工学研究会：阪神・淡路大震災関連研究報告集，1997.
- 5) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 6) 松田泰治，大塚久哲，神農誠，入江達雄：変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察，構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 907-916，2000.
- 7) 土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.

(2000年9月14日受付)