

免震鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験手法の 妥当性に関する検討

An investigation into appropriateness of pseudodynamic tests
for steel bridge piers with seismic isolation bearing

中島大輔*・宇佐美勉**・葛西昭***・金田一智章****

Daisuke Nakajima, Tsutomu Usami, Akira Kasai and Tomoaki Kindaichi

*学生会員 名古屋大学 大学院工学研究科土木工学専攻博士課程(前期課程) (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***正会員 工修 名古屋大学 助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

****正会員 工修 三菱重工業株式会社 広島製作所 (〒733-8553 広島市中区江波沖町5番1号)

In this study, elasto-plastic seismic response analyses of steel bridge piers with LRB seismic isolation bearings are carried out for comparison with pseudodynamic test results. The isolated steel bridge piers are modeled as 2-degree-of-freedom system in the analysis. The 2-parameter model is adopted to simulate the seismic behavior of the steel bridge pier; To represent hysteretic characteristics of the LRB isolation bearings, a kinematic hardening bilinear model is formulated based on the behavior test results. The final part of this paper is a discussion on the appropriateness of using the equivalent SDOF model for pseudodynamic tests of isolated steel bridge piers.

Key Words : seismic isolation bearing, pseudodynamic test, elasto-plastic seismic response analysis, steel bridge pier

キーワード: 免震支承, ハイブリッド地震応答実験, 弾塑性地震応答解析, 鋼製橋脚

1. 緒言

兵庫県南部地震以後, 橋脚の耐震安全性を向上させる手段として, 免震支承が広く導入されている。しかし, 免震支承と鋼製橋脚を組み合わせた構造(以下, 免震鋼製橋脚)の激震時挙動の解明は, 必ずしも十分進んでいるとは言えない。

免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合を想定した実験的研究としては, 例えば, 家村ら^{1)~3)}によるサブストラクチャー化された地震応答実験, あるいは, 足立ら⁴⁾による振動台実験などに代表されている。著者らも, 免震鋼製橋脚に関して, ハイブリッド地震応答実験^{5), 6)}を行っている。この実験の特徴は, 2自由度系で表される実験対象を固有ベクトルを用いて1自由度系に縮約した, 等価な1自由度系モデルを用いて地震応答実験を行うところにある。

また, 免震支承の地震応答解析としては, 川島ら⁷⁾は地盤を考慮した単柱式橋脚の非線形応答解析を行っている。その橋脚モデルとして橋脚基部には最大点指向バイリニア型モデル, その他には線形のはりモデルを用いており, 橋脚と免震支承のエネルギー吸収特性の観点から長周期化の効果を検討している。大塚ら⁸⁾はダブルデッキ型ラーメン高架橋を立体骨組構造としてモデル化した地震応答解析を行い, この構造に対して免震化の有効性と実現性について考察している。また,

林川ら⁹⁾も連続曲線高架橋を立体骨組構造にモデル化した地震応答解析を行い, 支承部が動的応答に与える影響について検討している。この2つの解析では, 連続橋を立体骨組構造とした有限要素解析が用いられている。その他に, 成田ら¹⁰⁾は等価線形法, 等価エネルギー法などの仮定を用いた応答スペクトルを入力地震動とするモーダル法により, 橋脚にトリリニア型の復元力特性を有する多質点系モデルを用いた解析を行い, 免震橋梁の簡易計算手法の評価などを行っている。以上では, 免震支承の復元力特性にバイリニアモデルを用いており, このようにモデル化することが一般的であるといえる。中には, 中村ら¹¹⁾のように, 多径間連続橋の中のひとつのコンクリート橋脚に着目し, 免震支承には単純化された線形せん断バネを, 橋脚に線形はり要素を用いた線形応答解析などもある。解析を行う際には, 上記の文献に見られるように, 多くの解析モデルが考えられるが, 2質点2自由度系にモデル化して行うことが最も効率的である。文献12)では, 文献13)に記載のように, 免震支承の復元力モデルに, 移動硬化型のバイリニアモデルを使用し, 単柱式鋼製橋脚の復元力モデルに, 2パラメータモデル¹⁴⁾を使用することで, 弾塑性地震応答解析を行い, 免震鋼製橋脚の耐震性能に関して, 詳細な検討を施している。

本研究の主目的は, 文献5)の実験手法(3章を参照)の妥当性を, 2質点2自由度系モデルの地震応答解析

表-1 免震支承(LRB)の寸法と断面諸量

支承タイプ	a (mm)	h_I (mm)	A_P (mm ²)	天然ゴム				内部鋼板			
				A_R ($\times 10^5$ mm ²)	G (kPa)	t_R (mm)	n_R	Σt_R (mm)	t_{ip} (mm)	n_{ip}	Σt_{ip} (mm)
Case1	380	181	7854	1.37	588	11	9	99	3	8	24
Case2	380	125	4536	1.40	784	11	5	55	3	4	12
Case3	380	111	6648	1.38	980	11	4	44	3	3	9

表-2 免震支承の設計条件

	Case1	Case2	Case3
T_{target} (sec)	2.0	2.0	1.5
H_d/W	0.20	0.12	0.175
T_{target} :免震橋脚の目標固有周期 H_d :降伏荷重 W :上部構造重量			

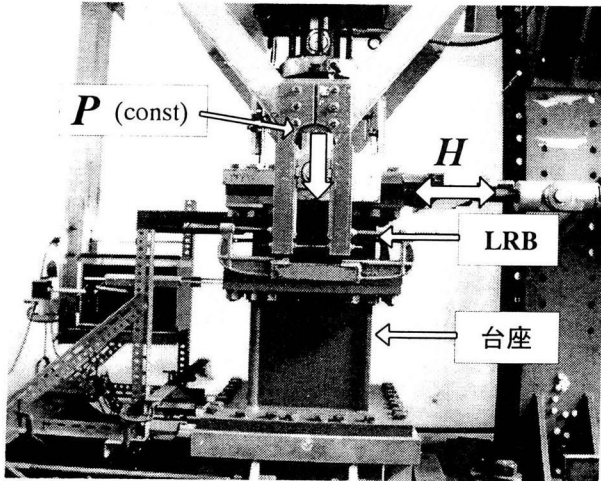


写真-1 性能試験装置

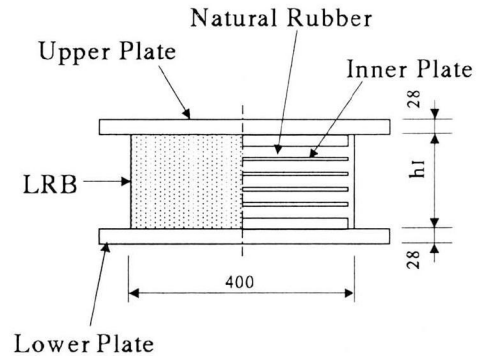
結果より検証することにある。そこで、まず、鉛プラグ入り積層ゴム支承の定振幅繰り返し載荷実験によって得られる免震支承の復元力特性から、バイリニア型の復元力モデル作成に必要な諸量を算定する。そして、この復元力モデルと橋脚の復元力モデル(2パラメータモデル¹⁴⁾)を用いた2質点2自由度系の弾塑性地震応答解析を行い、免震鋼製橋脚の地震時挙動を推定する。最後に、文献5)で行われたハイブリッド地震応答実験結果と、上記の弾塑性地震応答解析結果とを比較し、実験手法の妥当性を検証する。

2. 免震支承の復元力特性

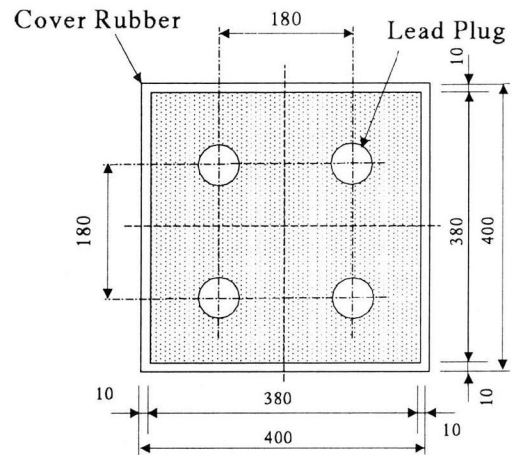
2.1 免震支承(LRB)の性能試験

免震支承の復元力特性は、文献7)~10)に示されるように、バイリニア型が一般的である。ここでは、免震支承(LRB)の性能試験から、復元力特性を明らかにして、復元力モデルに必要なパラメータを定める。

実験に用いた支承は3体(表-1参照)であり、各支承の設計条件⁵⁾は表-2に示す通りである。実験は、一定鉛



(a) Side View of LRB

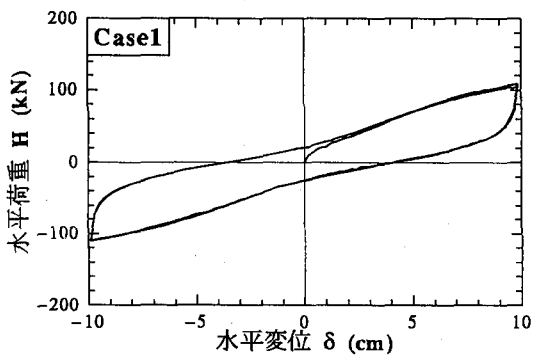


(b) Cross Section of LRB

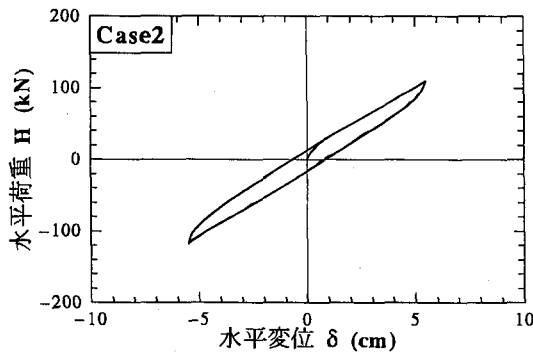
図-1 LRBの断面図

直荷重の下で、水平に正負の両方向に同じ変位(ただし、せん断ひずみが100%、あるいは50%に対応する変位)を与える定変位繰り返しせん断載荷試験を行った。また、鉛直荷重は、294kNと490kN(それぞれ、面圧にして2.04MPa、3.40MPaに相当)の2種類を想定した。ここで、表-1中の諸量は a = LRBの正方形断面の一片の長さ、 h_I = LRBの本体高さ、 A_P = 鉛プラグの面積、 A_R = 天然ゴムの断面積、 G = 天然ゴムのせん断弾性係数、 t_R = 天然ゴム1層の厚さ、 n_R = 天然ゴムの層数、 Σt_R = 総ゴム厚、 t_{ip} = 内部鋼板の厚さ、 n_{ip} = 鋼板の層数、 Σt_{ip} = 内部鋼板厚であり、断面図は図-1に示す通りである。

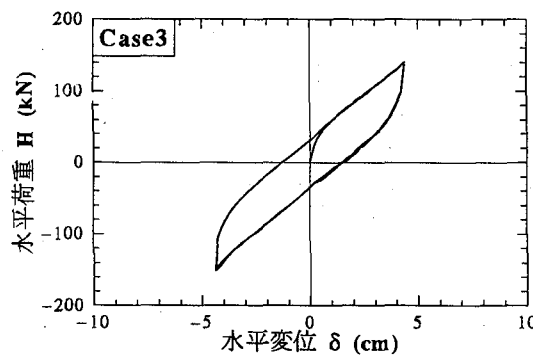
性能試験装置は、写真-1に示すように、十分に剛な台座の上にLRBを設置し、鉛直ジャッキによる一定鉛直荷重 P と、水平アクチュエーターによるLRB上部に水平荷重 H を載荷するものとする。また、試験は、1



(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3

図-2 LRB 供試体の性能試験結果 (最大せん断ひずみ 100%, 鉛直荷重 294kN)

ループのみでは完全なループを描かず、正確な履歴吸収エネルギーを求めることができないため、2ループ行うものとする。

2.2 復元力特性のモデル化

図-2に、最大せん断ひずみ 100 %，鉛直荷重 294kN の性能試験結果を水平荷重 H と水平変位 δ の関係で示す。これらから LRB の復元力特性はどのケースにおいてもバイリニア型に似た形状を呈していることが分かる。そこで、本研究では、この性能試験結果を基に、図-3で示される移動硬化型のバイリニアモデルを復元力モデルとした。ここで、 $K_{1,B}$ = LRB の 1 次剛性、 $K_{2,B}$ = 2 次剛性、 $H_{d,B}$ = 降伏荷重、 $K_{r,B}$ = 除荷域剛性、 K_{Be} =

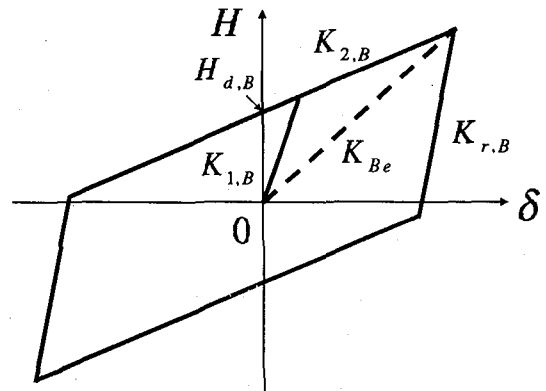


図-3 バイリニアモデル

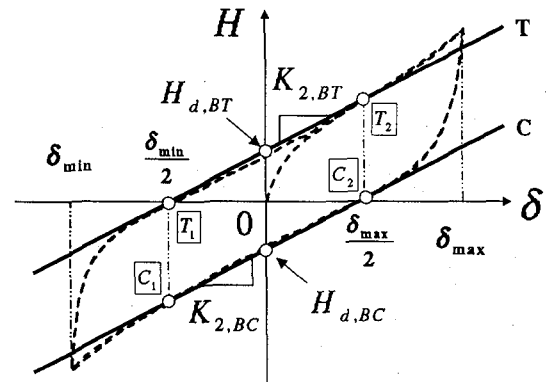


図-4 2次剛性 $K_{2,B}$

等価剛性である。

以下に、復元力モデル上で必要となる諸量の本研究における決定方法を示す。

1) 1次剛性 $K_{1,B}$

LRB は明確な弾性域が見られないため、 $K_{1,B}$ を原点での接線剛性とした。

2) 2次剛性 $K_{2,B}$

最大せん断ひずみの半分の値 (50%，あるいは 25%) に相当する変位となる正側，負側の合計 4 点 (引張側: T_1 および T_2 ，圧縮側: C_1 および C_2) に対して、 T_1 と T_2 を結んだ直線 T の傾きを $K_{2,BT}$ 、 C_1 と C_2 を結んだ直線 C の傾きを $K_{2,BC}$ とし、2 次剛性 $K_{2,B}$ はその平均とする (図-4 参照)。

3) 降伏荷重 $H_{d,B}$

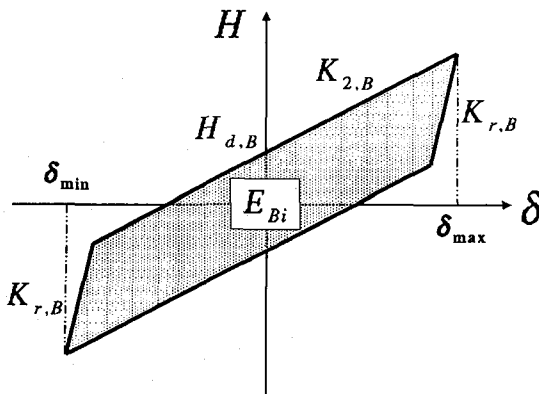
降伏荷重 $H_{d,B}$ は、2) で定義した直線 T と直線 C の荷重軸切片値 ($H_{d,BT}$ 、 $H_{d,BC}$) の平均とする (図-4 参照)。

4) 除荷域剛性 $K_{r,B}$

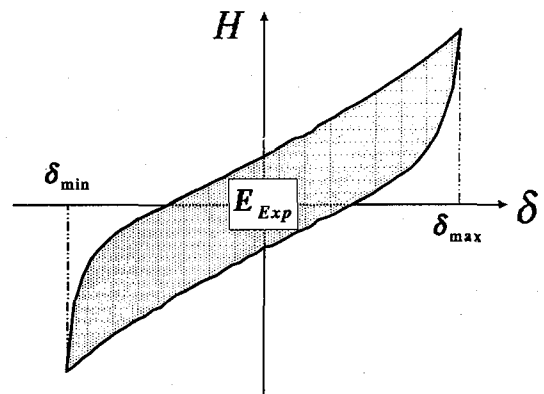
上記の方法により定められた 2 次剛性 $K_{2,B}$ と降伏荷重 $H_{d,B}$ によるバイリニアモデルの履歴吸収エネルギー E_{Bi} (図-5(a) 参照) が、性能試験結果の 1 ループの履歴吸収エネルギー E_{Exp} (図-5(b) 参照) と等価になるように、除荷域剛性 $K_{r,B}$ を定める。

表-3 LRBの性能試験結果

LRB	最大せん断ひずみ (%)	最大変位 (mm)	鉛直荷重 (kN)	$H_{d,B}$ (kN)	$K_{1,B}$ (kN/mm)	$K_{2,B}$ (kN/mm)	$K_{r,B}$ (kN/mm)	K_{Be} (kN/mm)	E_B $\times 10^3$ (kN・mm)
Case1	50	49.5	294	20.4	4.53	0.863	6.51	1.43	0.372
			490	25.3	9.50	0.804	7.82	1.44	0.464
	100	99.0	294	33.5	5.36	0.794	3.50	1.11	1.16
			490	35.7	7.50	0.716	4.73	1.06	1.28
Case2	50	27.5	294	7.85	5.29	2.18	6.24	2.33	0.081
			490	12.5	16.0	2.10	6.42	2.39	0.123
	100	55.0	294	12.4	5.40	1.89	7.73	2.07	0.261
			490	16.1	5.93	1.82	6.33	2.08	0.331
Case3	50	22.0	294	26.7	14.9	3.38	16.4	4.16	0.214
			490	30.9	16.0	3.03	26.9	4.26	0.257
	100	44.0	294	35.0	12.5	2.52	10.9	3.31	0.558
			490	37.8	14.2	2.42	18.7	3.40	0.629



(a) バイリニア



(b) 試験結果(1ループ)

図-5 除荷域剛性 $K_{r,B}$

5) 等価剛性 K_{Be}

等価剛性 K_{Be} は、復元力履歴ループの最大水平変位 ($\delta_{\max}$) となる点と最小水平変位 ($\delta_{\min}$) となる点を結んだ直線の傾きとする。

2.3 解析時に用いる諸量の選定

試験結果の復元力特性をバイリニア型にモデル化した場合の諸量を表-3に示す。ここで、 E_B は免震支承の履歴吸収エネルギーである。以下では、鉛直荷重、あるいは最大せん断ひずみの違いによる影響について考察し、また、3種類の支承の特徴をまとめ、解析時に用いる諸量を定める。

1) 鉛直荷重の違いによる影響

表-3を見ると最大せん断ひずみが50%、100%のどちらの場合においても、鉛直荷重が大きくなると $H_{d,B}$ 、 $K_{1,B}$ 、 $K_{r,B}$ は大きい値となり、 $K_{2,B}$ は若干小さい値となった。2次剛性 $K_{2,B}$ が小さくなるのは、鉛直荷重が大きくなるにつれて、 $P-\Delta$ 効果による影響が現れるためであると考えられる。しかし、Case2を除いて履歴吸収エネルギー E_B はほぼ同程度の値であり、等価剛性 K_{Be} はほとんど変化が見られない。免震支承の力学的性質を顕著に表すものを等価剛性と履歴吸収エネルギーとすれば、上記の結果から、支承単体としては、鉛直荷重の違いによる履歴ループへの影響は小さい。本研究では、後述の表-5のように鉛直荷重が294kN

に近いことも考え合わせて、解析を行う際には、294kN時の結果を採用する。

2) 最大せん断ひずみによる影響

最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}=50$ 、100%での各値を比較すると、降伏荷重 $H_{d,B}$ は $\gamma_{\max}=100\%$ の方が高くなる結果となった。それに対し、2次剛性 $K_{2,B}$ と等価剛性 K_{Be} は $\gamma_{\max}=100\%$ の方が低くなった。ハイブリッド地震応答実験の免震支承の最大応答変位は、せん断ひずみが100%前後に対応する値なので、解析では、最大せん断ひずみが100%時の結果を採用する。

3) 免震支承の特徴

性能試験結果より、各免震支承の特徴をまとめる。

Case1

橋脚の履歴吸収エネルギーをほぼ最小とするために、LRBの降伏震度 H_d/W_d (H_d : 免震支承の降伏水平力、 W_d : 上部構造重量) を0.2となるように設計したLRBであり、履歴吸収エネルギー E_B の値が大きく、減衰性が高い支承である。等価剛性 K_{Be} が小さいほど、橋脚を長周期化する効果が高いため、この免震支承が最も橋脚を長周期化する。また、この免震支承のみ、せん断ひずみが50%を越えると若干の復元力の硬化が見られた。

Case2

降伏震度 H_d/W_d を実際の設計でよく使われる値である0.12となるように設計したLRBであり、履

表-4 供試体橋脚実測寸法及び構造パラメータ

橋脚	h (mm)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	γ/γ^*	R_f	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_s$	H_y (kN)	δ_y (mm)	T (sec)
S35-35	1033	206	4.82	26	4.82	3.7	0.332	0.355	0.179	99.6	5.90	0.816
S35-45	1328	206	4.75	26	4.75	3.8	0.454	0.334	0.178	80.9	9.68	1.037

h =橋脚高さ, b =フランジ幅, t =板厚, b_s =補剛材板幅, t_s =補剛材板厚, γ =補剛材剛比, γ^* =補剛材必要剛比, R_f =幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ, $\bar{\lambda}_s$ =補剛材細長比パラメータ, H_y =降伏荷重, δ_y =降伏変位, T =実橋脚レベルでの固有周期

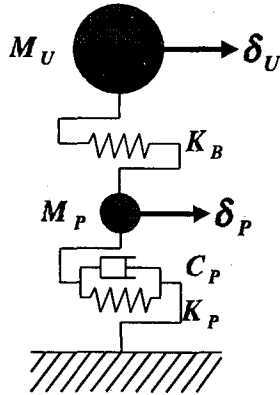


図-6 免震橋脚のモデル

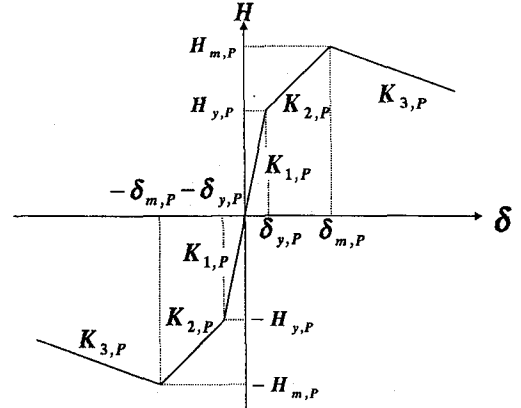


図-7 橋脚の復元力モデル

歴吸収エネルギー E_B の値が最も小さく、減衰性が低い免震支承である。等価剛性 K_{Be} の値は、Case1 の次に大きく、Case1 に次いで橋脚を長周期化する効果が高い。

Case3

橋脚の履歴吸収エネルギーをほぼ最小とするために、LRB の降伏震度 H_d/W_d を 0.175 となるように設計した LRB であり、履歴吸収エネルギー E_B の値は Case1 の次に大きいので、減衰性は Case1 に次いで高い。等価剛性 K_{Be} の値は最も大きく、橋脚を長周期化する効果は低い。

3. 免震鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験^{5),6)}

ここでは、本研究で比較対象となる免震鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験で用いられた供試体の諸パラメータ、実験手法をまとめる。なお、実験の詳細は文献^{5), 6)}を参照されたい。

実験では、想定実橋脚と供試体との相似比を 8.0 とした。鋼製橋脚としては高さの異なる供試体を 2 体用いている。断面形としては、補剛材をフランジ、ウェブにそれぞれ 2 本ずつ有する正方形補剛箱形断面であり、板厚 4.5mm の SM490YA 材を用いた。表-4 に橋脚の諸パラメータを示す。なお、表中の R_f , $\bar{\lambda}$, $\bar{\lambda}_s$ は次式で定義される。

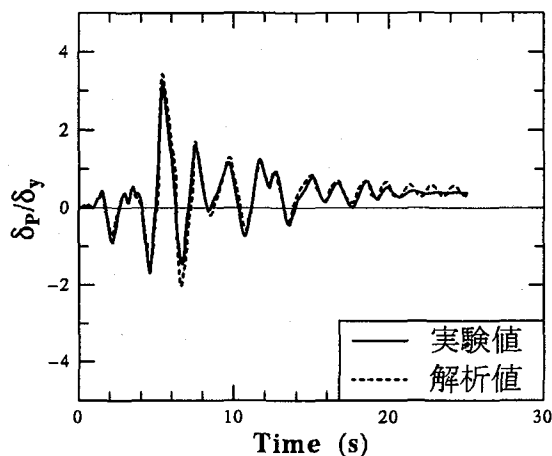
$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu_s^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

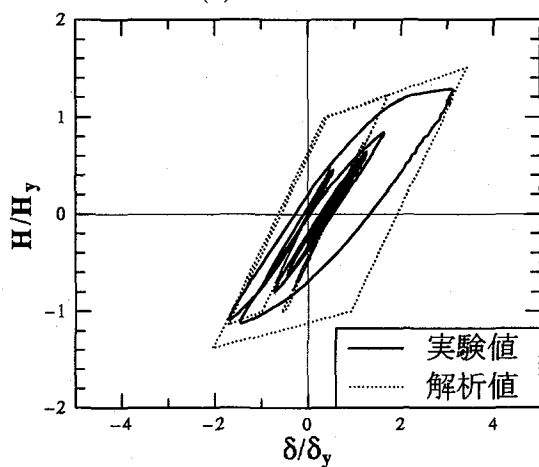
$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E}} \quad (3)$$

ここで、 b = フランジ板幅, t = フランジ板厚, σ_y = 鋼材の降伏応力, E = 鋼材の弾性係数, μ_s = 鋼材のポアソン比, $k = 4n^2$ = 板の座屈係数, n = 補剛材で囲まれたサブパネル数 (=3), h = 橋脚高さ, r = 鋼断面の断面 2 次半径, a = ダイアフラム間隔, $r_s = 1$ 本の補剛材と隣接パネル (幅 = b/n) からなる T 形断面を有する板パネルにおいて、パネルに平行な主軸まわりの断面 2 次半径, σ_{ys} = 補剛材の降伏応力, Q = 縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度である。

入力地震動は、兵庫県南部地震において観測された地震動の内、I 種地盤用として神戸海洋気象台観測地震動 NS 成分 (以下、JMA-NS)、II 種地盤用として JR 鷹取駅観測地震動 NS 成分 (以下、JRT-NS) を用い、また、道路橋示方書¹⁵⁾に規定される地震時保有水平耐力の照査に用いる Level2・TypeII 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するように修正された地震動として、II 種地盤用に JRT-NS の修正地震動 (TypeII - G.T.II)、III 種地盤用に東神戸大橋観測地震動の修正地震動 (TypeII - G.T.III) の計 4 地震動を用いた。ただし、各地震動において、本震前後の加速度の小さな部分を除き、加速度が大きい時刻 20 秒間を取



(a) 水平変位



(b) 復元力

図-8 橋脚頂部の応答水平変位の比較(橋脚:S35-35, 支承:Case2, 地震動:JRT-NS)

り出し、自由振動のために加速度が零の成分を5秒間加え、全体として25秒間の地震動とした。

本実験は、橋脚-免震支承-上部構造を考慮した免震鋼製橋梁を対象とし、橋脚-免震支承-上部構造を1自由度系にモデル化したハイブリッド地震応答実験である。すなわち、アクチュエータは免震支承上部一箇所のみ取り付けられており、橋脚頂部には変位を与えられないため、2次モードを制御することができない構造となっている。つまり、応答計算で算出された振動変位を免震支承頂部に与え、そのとき生じた反力を計算機に取り込む。そして、同時に外部変位計で橋脚頂部の変位を計測し、地震時の橋脚の振動変位としている。このとき、2自由度系モデルを等価な1自由度系モデルに縮約をして計算を行っているが、その方法の基本は文献16)、17)に従っている。なお、具体的な考え方は付録を参照されたい。

表-5に、本実験の橋脚、免震支承、及び入力地震動の組み合わせを示す。

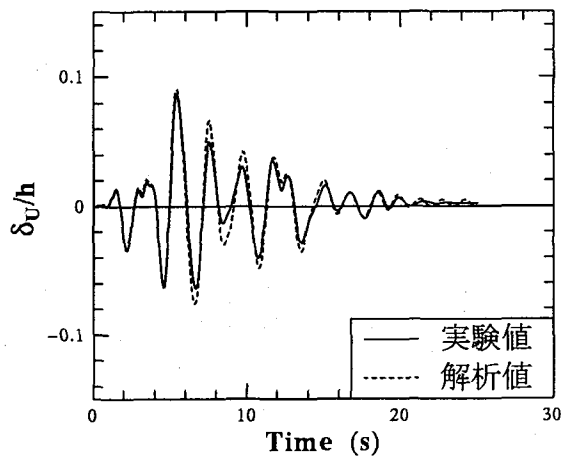


図-9 上部構造の応答水平変位の比較(橋脚:S35-35, 支承:Case2, 地震動:JRT-NS)

表-5 橋脚とLRBの組み合わせ

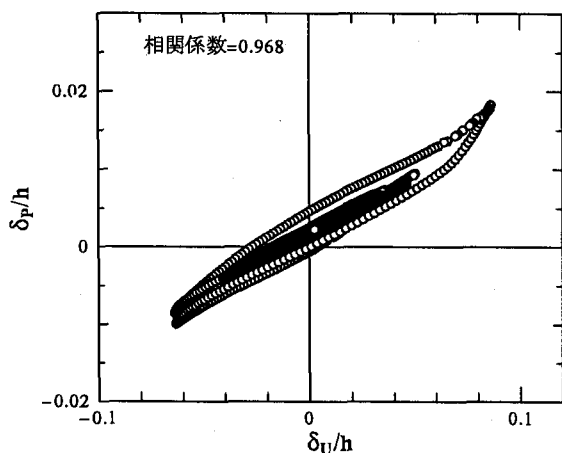
橋脚	免震支承	入力地震動	地盤種	P/P_y	P (kN)
S35-35	Case1	TypeII-G.T.II	II	0.172	339
	Case2	JMA	I	0.205	405
		TypeII-G.T.II	II	0.172	310
		JRT	II	0.172	310
		TypeII-G.T.III	III	0.148	292
S35-45	Case3	TypeII-2G.T.II	II	0.172	339
	Case2	TypeII-G.T.II	II	0.140	277
		JRT	II	0.140	277

4. 免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析

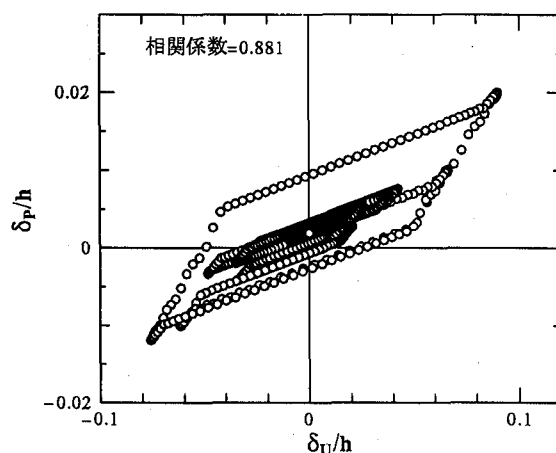
ここでは、免震鋼製橋脚に対する弾塑性地震応答解析の解析モデルについての概要をまとめる。なお、詳細は文献12)を参照されたい。

解析モデルは、図-6に示すように、橋脚頂部と上部構造に質点を有し、水平地震動を受ける2質点2自由度系モデルを用いる。橋脚の減衰定数を $\xi_P=0.05$ 、免震支承の減衰定数を $\xi_B=0$ とし、減衰マトリックス $[C]$ はWilson, Penzienらが提案した減衰マトリックス^{18),19)}を採用する。その際のモード別減衰定数は、ひずみエネルギー比例型減衰定数とした。また、橋脚上部の集中質量 M_P は橋脚全体の質量の30%とする。時間間隔は、 $\Delta t=0.01(\text{sec})$ とした。ここで、 K_P =橋脚の剛性、 K_B =支承の剛性、 C_P =橋脚の粘性減衰係数、 M_U =上部構造重量である。

橋脚の復元力モデルには、図-7に示すようなトリリニア型の骨格曲線を持つ2パラメータモデル¹⁴⁾を使用した。このモデルは、鋼製橋脚の地震時挙動を精度良く解析することのできるモデルである。2パラメータモデルの詳細は文献14)を参照されたい。なお、免震支承の復元力モデルは前述のとおりである。



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-10 上部構造水平変位 (δ_U) と橋脚水平変位 (δ_P) の比較

5. 等価 1 自由度系の妥当性

1 例として、橋脚に S35-35、免震支承に Case2、入力地震動として JRT-NS を用いた場合を取り上げ、実験と解析の応答の違い、及び等価 1 自由度系への縮約の妥当性について論ずる。

5.1 実験と解析の比較

図-8 に橋脚頂部における (a) 応答水平変位時刻歴、(b) 復元力履歴ループを示す。ただし、いずれの図も橋脚の降伏変位 δ_y 、あるいは降伏荷重 H_y で無次元化されている。図-8(a) より、どの時刻においても、実験値と解析値の変位量および周期特性がほぼ等しいことが分かる。特に、周期特性に関しては後述する。また、図-8(b) より、解析値の除荷域剛性が実験値のそれより大きくなっていることが分かる。この原因は、① 橋脚および免震支承の復元力をトリリニア、バイリニアで近似したこと、② 免震支承の大変位による付加的な $P-\Delta$ 効果などが考えられる。特に、② に関しては今後の研究課題としたい。

図-9 は、上部構造の水平変位 (免震支承上部の水平変位) の実験値と解析値を比較したものである。この図より、最大応答変位、残留変位ともに実験値と解析値がよく一致していることが分かる。なお、上部構造の変位は、橋脚の変位量に比べ、免震支承の変位量が卓越しているため、その変位を推定する際は、免震支承の履歴法則を正確にモデル化することが重要であるが、本研究で用いるような簡単なバイリニアモデルでもかなりの精度で推定できることを立証した。

5.2 1 自由度系への縮約の妥当性

実験における 1 自由度系への縮約の妥当性を評価するためには、実験時及び解析時における 2 次の振動モー

ドの発生頻度を検討する必要がある。そこで、ここではまず、上部構造と橋脚頂部の応答変位を基に 2 次モードについて検討し、続いて、同箇所の応答加速度を基に検討する。最後に、その他の橋脚、支承を用いた場合について、最大応答変位、残留変位をまとめ、縮約の妥当性を検証する。

(1) 応答変位による比較

図-8(a)、図-9 の時刻歴応答を比較した場合、上部構造水平変位、橋脚水平変位は、ほぼ同位相で振動しており、1 次モードが卓越していると考えられる。さらに、1 次モードの卓越性を判断するため、図-10 に、図-8(a)、図-9 の応答水平変位を、縦軸に橋脚頂部、横軸に上部構造として、各時刻における値をプロットしたものを示す。ただし、いずれの図も橋脚高さ h で無次元化してある。なお、図-10(a) は実験結果、(b) は解析結果を示す。

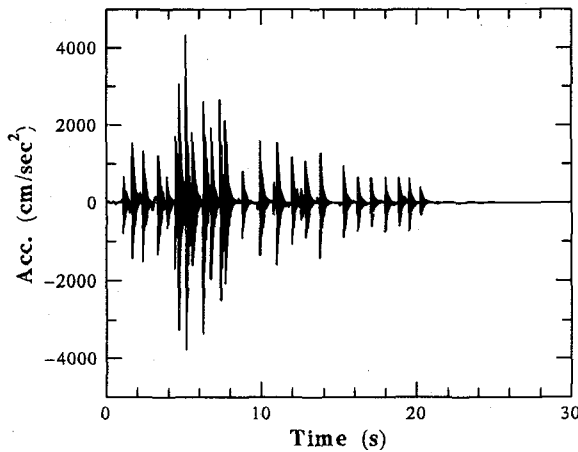
図-10 では、橋脚頂部と上部構造が同位相、すなわち 1 次振動モードで振動する場合は、第 1, 3 象限に点がプロットされ、逆位相、すなわち 2 次振動モードで振動する場合には、第 2, 4 象限に点がプロットされる。従って、橋脚頂部水平変位と上部構造水平変位との相関関係から、振動モードの卓越性をはかることができる。図-10(a) より、多少第 2, 4 象限域に点がプロットされているが、相関係数は 0.968 と非常に高く、等価 1 自由度系に縮約した実験を立証している。図-10(b) より、2 次モードが表現できる解析では、2 次モードの割合は実験よりも大きくなるものの、全体的には第 1, 3 象限を通り、相関係数も 0.881 と高い。従って、解析においても、1 次モードが卓越している。

(2) 応答加速度による比較

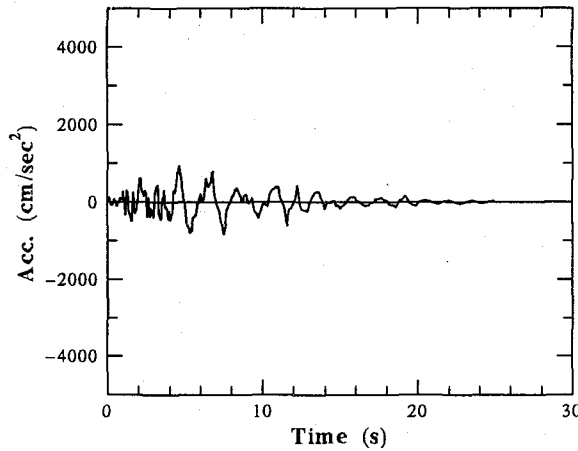
弾塑性地震応答解析結果の橋脚頂部と上部構造 (免震支承上部) での加速度応答を比較することで、1 次モードの卓越性を検証する。図-11 に JR 鷹取駅観測地震動入力

表-6 実験と解析の最大応答変位, 残留変位

橋脚	支承	入力地震動	橋脚の最大応答変位 $ \delta_{max,P} /\delta_{y,P}$			橋脚の残留変位 $ \delta_{R,P} /\delta_{y,P}$		
			実験値(1)	解析値(2)	(1)/(2)	実験値(3)	解析値(4)	(3)/(4)
S35-35	Case1	Type2-G.T.II	1.13	0.86	1.31	0.02	0.07	0.28
		JMA	1.00	0.85	1.18	0.00	0.00	1.00
	Case2	Type2-G.T.II	1.92	2.05	0.94	0.12	0.31	0.39
		JRT	3.13	3.43	0.91	0.39	0.33	1.18
		Type2-G.T.III	3.26	3.39	0.96	1.10	1.41	0.78
S35-45	Case3	Type2-G.T.II	3.10	3.65	0.85	0.79	0.32	2.47
	Case2	Type2-G.T.II	1.97	2.14	0.92	0.16	0.60	0.27
		JRT	3.41	3.68	0.93	0.64	0.18	3.56

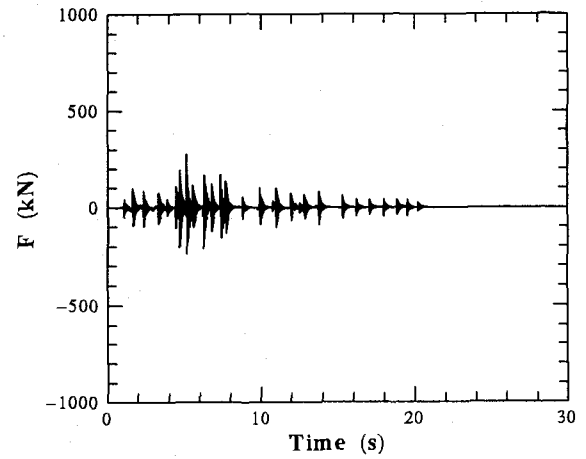


(a) 橋脚頂部

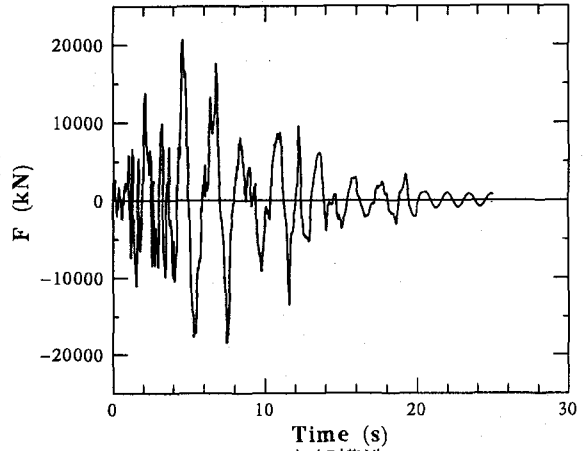


(b) 上部構造

図-11 実橋脚レベルの加速度応答時刻歴



(a) 橋脚頂部



(b) 上部構造

図-12 実橋脚レベルの慣性力Fの時刻歴

時における解析の応答加速度時刻歴を示す。なお、上段は橋脚頂部の応答加速度であり、下段は免震支承上部の応答加速度である。また、この図は、実験供試体に対して縮尺を8倍に拡大し、実橋脚レベルとしている。その結果、最大加速度は免震支承の上部で934cm/sec²であるのに対して、橋脚頂部では4337cm/sec²となり、4倍以上大きくなる。また、橋脚頂部の加速度には20~30Hz程度の高振動数成分が含まれており、加速度という観点からは高次モードが卓越すると考えられる。これは文献20)でも述べられている。しかし、それぞれの加速度応答にその質点の質量を掛け、慣性力Fを求めると、

図-12のようになり、橋脚頂部での慣性力は免震支承上部の慣性力に比べ非常になくなる。ここで、(b)の方が(a)に比べて、慣性力Fのスケールが25倍大きいことに注意されたい。これは、橋脚頂部の質点の質量が、上部構造質量に比べ非常に小さいためである。その結果、橋脚の応答加速度に高振動数成分が含まれているとしても、その影響は、非常に小さいものとなる。よって、免震橋脚は、1次モードが卓越しているものと考えられる。

以上5.1, 5.2より、1自由度系モデルに縮約したハイブリッド地震応答実験は妥当であると考えられる。

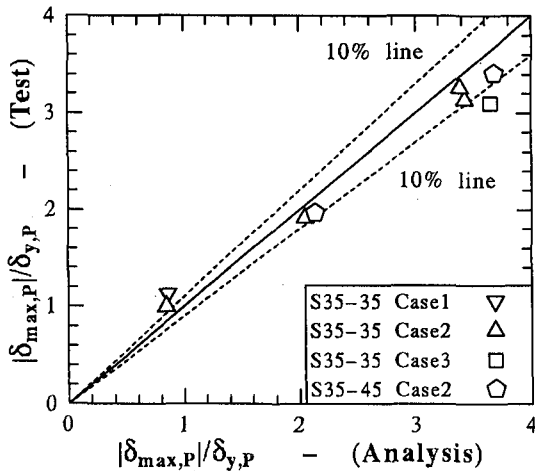


図-13 最大応答変位の相関関係

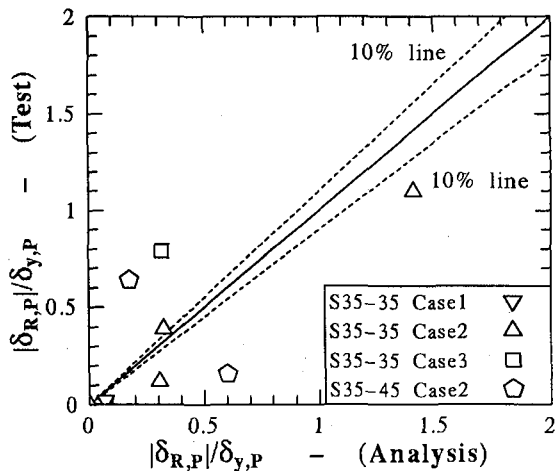


図-14 残留変位の相関関係

5.3 他の橋脚及び支承による比較

最後に、表-6に最大応答変位と残留変位に関する実験と解析の比較を示す。また図-13は、縦軸に、実験の最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を降伏変位 $\delta_{y,P}$ で除したものを示し、横軸は、解析値の最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を降伏変位 $\delta_{y,P}$ で除したものを示している。この図より、復元力モデルとして橋脚に2パラメータモデル、支承にバイリニアモデルを使用することにより、実験との誤差をおおむね10%以内に収めることができる。しかしながら、支承にCase3を用いた場合はその誤差が18%にまで広がる。また、実験結果に比べ解析結果の方が大きな値を示し、安全側にある。実験と解析の残留変位の相関関係を図-14に示す。図より残留変位は多くの場合そうであるが、最大応答変位に比べ誤差が大きくなっている。特に橋脚にS35-45Hを用いた場合は誤差が大きい。相関係数に関しても最大応答変位が0.99であるのに対して、残留変位は0.70と低くなり、精度が落ちる。ただし、1例を除き、残留変位の大きさそのものが小さく、この程度の誤差はやむを得ないと考えられる。

6. 結言

本研究では、単柱式鋼製橋脚の復元力モデル（2パラメータモデル）に、性能試験より導いた免震支承の復元力モデル（バイリニアモデル）を組み合わせた弾塑性地震応答解析を行った。そして、ハイブリッド地震応答実験結果と比較することで、免震橋梁の振動モードについて考察し、ハイブリッド地震応答実験における1自由度系への縮約の妥当性を検討した。

以下に本研究で得られた結果をまとめる。

1. 性能試験より、免震支承の復元力特性はバイリニアで近似できることが分かった。
2. 免震支承の力学的性質を顕著に表すものを等価剛性と履歴吸収エネルギーとすれば、鉛直荷重の違いは履歴ループに対して影響が小さい。
3. 実験による橋脚頂部変位-上部構造変位関係と解析による橋脚頂部変位-上部構造変位関係を比較する

ことで、2次モードが顕著には現れないことを確認した。

4. 解析による橋脚頂部と上部構造での加速度を比較した結果、橋脚頂部では高周期成分が存在し、2次モードが卓越しているが、慣性力として比較することで、免震橋脚は1次モードが卓越しているものと考えられ、1自由度系モデルに縮約したハイブリッド地震応答実験の妥当性を検証した。
5. ハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析の結果、橋脚の最大応答変位はよく一致するが、残留変位に関しては、最大応答変位ほどの精度は期待できない。

なお、免震支承、上部構造の応答変位は非免震に比べて大きくなる傾向があるため、システム全体としては付加的なP-Δ効果の発生が予想される。そこで、このような、効果を考慮した弾塑性地震応答解析を行っていく必要がある。

謝辞: 本研究は、平成10年度文部省科学研究費・基盤研究B(2)「ハイブリッド地震応答実験の高度化による高機能鋼製橋脚の開発に関する研究」(課題番号:10555154, 研究代表者:宇佐美勉)からの研究費の補助を受けて行った。また、立命館大学伊津野和行助教授、名古屋大学水谷法美助教授には貴重な意見をいただいた。ここに記して謝意を表します。

付録

免震橋脚に対する弾塑性地震応答解析の簡略化モデルでは、図-6に示すように、上部構造と橋脚頂部にそれぞれ集中質量(上部構造: M_U 、橋脚頂部: M_P)を持ち、水平地震動を受ける2質点2自由度系モデルが広く用いられている。本研究では、これを1質点1自由度系モデルに縮約することにより、従来の非免震鋼製橋脚に対する載荷装置を用いて実験を行う。

2自由度系運動方程式は次式で表される。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + \{H\} = -[M]\{1\} \ddot{x}_0 \quad (A1)$$

ここで、 $[M] = \begin{bmatrix} M_U & 0 \\ 0 & M_P \end{bmatrix}$ = 質量マトリクス、 $[C] =$

減衰マトリクス, $\{H\}^T = [H_I \ H_P - H_I] =$ 復元力ベクトル, $\{x\}^T = [\delta_U \ \delta_P] =$ 水平変位ベクトル ($\delta_U =$ 上部構造の水平変位, $\delta_P =$ 橋脚頂部の水平変位), $\{1\} =$ 要素がすべて1のベクトル, $\ddot{x}_0 =$ 水平地震動の加速度である。また, H_I, H_P は, それぞれ免震支承, 橋脚のせん断力(層せん断力)である。

1自由度系への縮約方法は, Krawinklerによって示されている置換方法^{16), 17)}を用いる。2自由度系の諸量から等価1自由度系の諸量への変換式は, モーダルアナリシスと同様の手法で求められる。いま, 式(A1)の水平変位ベクトルが, 上部構造の水平変位 δ_U によって,

$$\{x\} = \delta_U \{\phi\} \quad (A2)$$

と表されるものとする。ここで, $\{\phi\}$ は正規化した形状ベクトルであり, 次式で表される。

$$\{\phi\}^T = [1 \ \beta] \quad (A3)$$

上式中, β は1次のモードにおける橋脚頂部の水平変位と上部構造水平変位の比 δ_P/δ_U である。式(A2)を式(A1)に代入すると,

$$[M]\{\phi\}\ddot{\delta}_U + [C]\{\phi\}\dot{\delta}_U + \{H\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_0 \quad (A4)$$

となる。さらに, $\{\phi\}^T$ を上式の各項に左から掛けると次式のようになる。

$$\begin{aligned} \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \ddot{\delta}_U + \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \dot{\delta}_U + \{\phi\}^T \{H\} \\ = -\{\phi\}^T [M] \{1\} \ddot{x}_0 \end{aligned} \quad (A5)$$

ここで,

$$\delta_U = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \delta^* \quad (A6)$$

と置くことにより, 次式の1自由度系に縮約された運動方程式を得る。

$$M^* \ddot{\delta}^* + C^* \dot{\delta}^* + H^* = -M^* \ddot{x}_0 \quad (A7)$$

ここで, 縮約された方程式の諸量および近似式は次のようになる。

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta_U \simeq \delta_U \quad (A8)$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \simeq M_U \quad (A9)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \simeq \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \quad (A10)$$

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} \simeq H_I \quad (A11)$$

上式中の近似式は, 次のような考察に基づくものである。すなわち, 免震鋼製橋脚の場合, 橋脚躯体全重量の30%の質量¹⁵⁾である M_P は, 上部構造物の質量 M_U に比べて非常に小さい($S35-35$ に対応する実橋脚で, II種地盤に対して設計した場合 $M_P/M_U \simeq 2.9 \times 10^{-3}$)ことから, $M_P/M_U \ll 1.0$ であり, 式(A8)~(A10)の近似が成り立つ。また, 復元力 H^* については, 橋脚頂部に作用する慣性力が, 免震支承のせん断力 H_I と橋脚のせん断力 H_P に比べ無視できるほど小さいことから, 減衰項を無視すれば近似的に $H_I \simeq H_P$ となり, 式(A11)が成立する。すなわち, 縮約された1自由度系モデルの復元力は, 上部構造(免震支承頂部)に水平変位を与えた時の水平反力にほぼ等しくなる。従って, ハイブ

リッド実験では応答計算によって求められた水平変位を免震支承頂部に与え, その時に得られた水平反力を1自由度系の復元力として取り込み, 実験を行う。

参考文献

- 1) 家村浩和, 山田善一, 伊津野和行, 南莊淳, 野村武司, 渡辺典男: 強震下における免震橋のサブストラクチャーハイブリッド実験, 第22回地震工学研究発表会講演論文集, 1993.5.
- 2) 山田善一, 家村浩和, ウィリアム タンゾー, 鶴野禎史, 中村鎮雄: ハイブリッド地震応答載荷実験手法による高減衰ゴム支承の免震効果, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.851-862, 1991.3.
- 3) 伊津野和行, ウィリアム タンゾー, 家村浩和, 山田善一: 免震支承の付加によって補強されたRC橋脚の地震時挙動, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1001-1008, 1994.3.
- 4) 足立幸郎, 運上茂樹, 近藤益央, 加賀山泰一: 振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震応答に関する研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.879-890, 1999.3.
- 5) 金田一智章, 宇佐美勉, 中島大輔: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集へ投稿中.
- 6) 中島大輔, 宇佐美勉, 金田一智章: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.733-736, 1999.7.
- 7) 飯山かほり, 川島一彦, 庄司学: 免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.701-709, 1998.3.
- 8) 大塚久哲, 栗木茂幸, 朴禎根, 鈴木泰之, 土田貴之: 鋼製ダブルデッキラーメン高架橋の免震化に関する考察, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.869-878, 1999.3.
- 9) 林川俊郎, 大嶽敦朗, 中島章典, 佐野雅章: 3成分大地震動を受ける連続曲線高架橋の非線形応答解析, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.849-858, 1999.3.
- 10) 林亜紀夫, 成田信之, 前田研一: 免震橋梁の設計手法における計算精度の向上に関する考察, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.811-820, 1997.3.
- 11) 中村博一, 藤田亮一, 森敦, 水上善晴: 多径間連続橋梁の地震時挙動と解析モデルに関する一考察, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.669-672, 1999.7.
- 12) 子林稔, 宇佐美勉, 葛西昭: 免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.177-192, 1999.4.
- 13) 建設省土木研究所: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 1992.
- 14) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12.
- 16) Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K: Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, pp.452-464, 1998.
- 17) 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬: Pushover解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.231-240, 1999.7.
- 18) Paz, M.: Structural Dynamics(2nd. ed.), Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold, 1990.
- 19) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- 20) 伊津野和行, ウィリアム・タンゾー, 家村浩和, 山田善一: 免震支承の付加によって補強されたRC橋脚の地震時挙動, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1001-1008, 1994.3.
- 21) 宇佐美 勉: ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, Vol.31 No.6, pp.30-36, 1997.6.

(1999年9月17日受付)