

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

金田一智章¹・宇佐美勉²・中島大輔³

¹正会員 博士(工学) 三菱重工株式会社 広島製作所 (〒733-8553 広島市西区観音新町四丁目6番22号)

²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)

³学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻(前期課程) (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本研究は、激震時におけるハイダクティリティー鋼製橋脚の残留変位低減の方策として、免震支承の導入による鋼製橋脚の免震化と、免震化された鋼製橋脚に対する橋脚基部へのコンクリート充填の2方策を考え、その低減効果をハイブリッド地震応答実験によって検証したものである。検証するにあたって、2自由度系にモデル化された単柱式免震鋼製橋脚を1自由度系モデルに縮約することにより、従来の1自由度系モデルに対する実験装置を用いた実験手法を確立している。また、土木学会・鋼構造新技術報告書による残留変位損傷度(残留変位と橋脚高さ/100の比)を基に、免震鋼製橋脚の耐震性能評価を行い、兵庫県南部地震観測地震動(JR鷹取駅)とレベル2地震動(II種地盤)に対して、免震支承を用いた長周期化に対する固有周期の範囲を提案している。

Key Words : steel bridge pier, seismic isolation bearing, pseudodynamic test, residual displacement.

1. 緒言

著者らは、ここ数年来コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐震性能の向上を目的とした実験的、解析的研究を行ってきた^{1)~4)}。すなわち、文献1)では、目標塑性率に応じた鋼製橋脚の設計法を提案し、また、この設計法による鋼製橋脚(以下、ハイダクティリティー鋼製橋脚と称する)が、優れた強度と変形能を有することを実証した²⁾。しかし、残留変位に関しては、ハイブリッド地震応答実験により、JR鷹取駅観測地震動を入力した結果、文献5)に規定されている橋脚の機能保持限界の照査においてその基準を満たさない場合があり、ハイダクティリティー鋼製橋脚の残留変位を低減させることが課題とされた。このことは、文献4)において解析的にも示されている。

これに対し、文献4)では残留変位低減の方策として、震度法による一次設計の際の安全率の引き上げと橋脚基部へのコンクリート充填を取り上げた。この結果、残留変位低減の効果が現れ、機能保持照査における残留変位損傷度のランクを幾分改善することができた。しかし、構造物の重要度によっては損傷度ランクをさらに低く抑える必要があるため、残留変位低減の方策としては、決定的な方策とはなり得なかった。

上記のような背景から、本研究では、新たな残留変

位低減の方策として、免震支承の導入による鋼製橋脚の免震化および免震化した鋼製橋脚へのコンクリート充填の2つの方策を考え、その効果をハイブリッド地震応答実験により検証することを目的としている。なお、免震支承には、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を取り上げている。

免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合の免震橋脚の実験は多くない。すなわち、家村らの一連のサブストラクチャー・ハイブリッド実験^{6)~9)}および足立らの振動台実験¹⁰⁾が見られる程度である。そこで、本研究では、免震鋼製橋脚の解析に用いられている2質点2自由度系モデルを等価な1自由度系モデルに縮約し、従来の1自由度系モデルに対する実験装置をそのまま用いたハイブリッド地震応答実験の手法を確立する。その上で、実験結果に対して機能保持限界の照査を行い、それらの結果を基に免震鋼製橋脚の設計ガイドラインを提案する。

また、近年、土木構造物の多様化に伴い、鉛直荷重が偏心して作用する橋脚が数多く見られるようになった。しかし、このような橋脚の免震化に関する研究事例は少なく、解明されていない部分が多いのが現状である。そこで、本研究では、偏心軸圧縮を受ける免震鋼製橋脚に対してもハイブリッド地震応答実験を行い、鉛直荷重の偏心が地震時挙動に与える影響についても明らかにする。

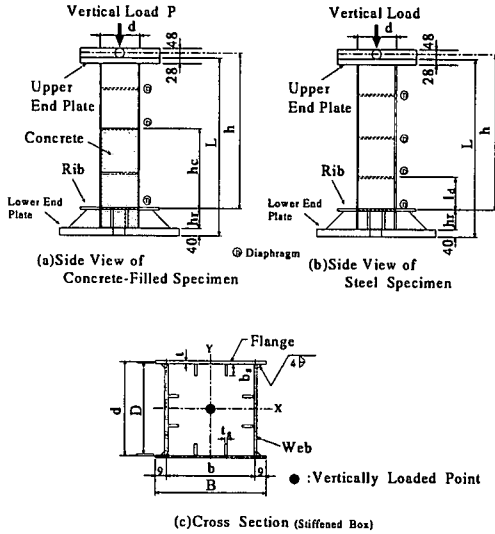


Fig.1 Test Specimens (Centrally Loaded)

2. 実験概要

(1) 実験供試体

鋼製橋脚供試体

本実験では、コンクリート無充填供試体6体(その内、2体は偏心軸圧縮供試体)およびコンクリート部分充填供試体2体を製作した。断面形は、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とした。供試体の概念図をFig.1, Fig.2に示す。製作には、板厚4.5mmのSM490YA材を用いた。また、供試体両端部には端部治具に取り付けるための厚さ28mm(上部)と40mm(下部)の鋼板が溶接されている。供試体最下部には、局部座屈の発生を防止し、かつ剛域を確保するための台形リブが、フランジとウェブの両面に取り付けられている。

実験供試体のパラメータは、文献1)のハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想に基づき決定している。これは、橋脚断面のフランジ板の幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、縦補剛材剛比 γ 、縦補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ に制限を設け、目標塑性率(=終局変位/降伏変位)を確保する方法である。例えば、 $R_f \leq 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ 、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ に制限することにより、 $\bar{\lambda} \leq 0.35$ に対して目標塑性率を6.0程度、 $\bar{\lambda} \leq 0.45$ に対して5.5程度確保できる¹⁾。なお、幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

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

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

ここで、 b = フランジ板幅、 t = フランジ板厚、 σ_y =

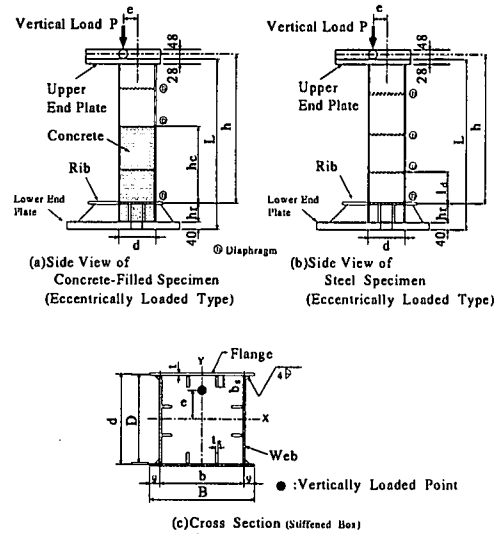


Fig.2 Test Specimens (Eccentrically Loaded)

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、 $r_s = 1$ 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次半径である。

Table 1に実験供試体の一覧および実測寸法を示し、Table 2に製作に使用した鋼板から切り出したJIS5号試験片による引張試験結果を示す。また、Table 3にコンクリート充填の際に製作したシリンダーによる充填コンクリートの圧縮試験結果を示す。充填コンクリートは低強度とし、設計基準強度は19.6MPa(200kgf/cm²)とした。

Table 1に示すように、供試体は大きく分けて次の3つのグループよりなる。いずれのグループの供試体も $R_f \leq 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ 、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ を満足している。

Specimen Group A

$R_f = 0.35$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.35$ とした中心軸圧縮供試体(目標塑性率 ≈ 6.0)で、本実験で使用する供試体の標準である。

Specimen Group B

Group Aの供試体と同一断面であるが、細長比パラメータを $\bar{\lambda} = 0.45$ とし、固有周期を長くした中心軸圧縮供試体(目標塑性率 ≈ 5.5)である。

Specimen Group C

Group Aの供試体と同じパラメータを持つが、鉛直荷重載荷位置を断面重心から $e = 75\text{mm}(e/h = 0.073)$ だけ偏心させた偏心軸圧縮供試体である。

供試体名先頭のアルファベットは、それぞれ、S = 補剛断面鋼柱、SC = コンクリート部分充填鋼柱、SE

Table 1 Measured Dimensions of Test Specimens

No.	Specimen	Isolation Bearing	h (mm)	h_c/h	l_d (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_s$
Specimen Group A ($\lambda=0.35$)												
1	S35-35	—	1033	—	104	224	202	4.87	26	4.87	3.65	0.175
2	S35-35-C1	Case1	1033	—	104	224	201	4.82	26	4.82	3.74	0.179
	S35-35-C2	Case2										
3	SC35-35-20-C2	Case2	1033	0.20	104	224	201	4.77	26	4.77	3.81	0.176
Specimen Group B ($\lambda=0.45$)												
4	S35-45	—	1328	—	104	224	200	4.79	26	4.79	3.79	0.178
5	S35-45-C2	Case2	1328	—	104	224	200	4.75	26	4.75	3.83	0.178
6	SC35-45-30-C2	Case2	1328	0.30	104	224	201	4.54	26	4.54	4.19	0.178
Specimen Group C ($\lambda=0.35, e=75\text{mm}, e/h=0.073$)												
7	SE35-35	—	1033	—	104	224	202	4.76	26	4.76	3.82	0.177
8	SE35-35-C2	Case2	1033	—	104	224	200	4.66	26	4.66	3.98	0.177

See Fig.1~2, Eqs.(1)~(2) for notation. Flange Width-Thickness Ratio Parameter $R_f \approx 0.33$

Table 2 Tensile Coupon Test Results of Steels

σ_y	E	ϵ_y	E_{st}	ϵ_{st}	σ_u	δ_{el}	μ_s
Specimen : No.1~2							
382	208	0.183	5.05	1.12	574	31.0	0.275
Specimen : No.3							
386	208	0.186	3.50	1.48	579	29.7	0.269
Specimen : No.4~5							
396	209	0.190	6.58	1.68	588	29.0	0.267
Specimen : No.6							
385	207	0.186	3.47	1.53	585	32.8	0.273
Specimen : No.7~8							
385	208	0.185	4.18	1.50	582	29.5	0.272

Notes:

- σ_y = Yield Stress(MPa)
- E = Young's Modulus(GPa)
- ϵ_y = Yield Strain(%)
- E_{st} = Strain-Hardening Modulus(GPa)
- ϵ_{st} = Strain at Onset of Strain-Hardening(%)
- σ_u = Ultimate Tensile Stress(MPa)
- δ_l = Elongation(%)
- μ_s = Poisson's Ratio

Table 3 Compression Test Results of Concrete

Specimen	f_c (MPa)	E_c (GPa)	μ_c
No.3	17.6	17.0	0.185
No.6	23.7	20.3	0.156

f_c : Compressing Strength E_c : Young's Modulus
 μ_c : Poisson's Ratio

= 偏心軸圧縮を受ける鋼柱であることを意味する。それに続く2つあるいは3つの連続した数字は、幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、コンクリート充填率の設計値をそれぞれ100倍した値を示している。また、次のC1は免震支承にCase1を、C2はCase2を用いたことを意味する(Case1, 2の違いは後述)。なお、フランジ幅厚比パラメータ R_f は設計計画時には0.35であったが、実測値で計算すると0.33であった。

鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)

免震支承として、LRBを2体(Case1, Case2)用意した。LRBの概念図をFig.3に示す。断面形状は、正方

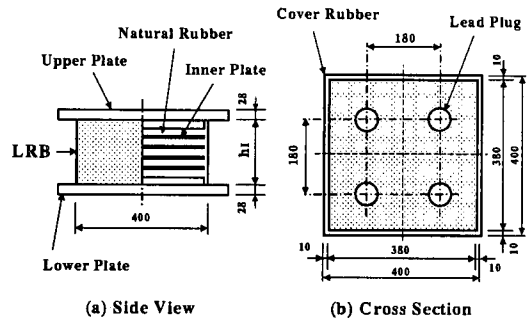


Fig.3 LRB Used in Test

形断面であり、内部は天然ゴムと鋼板(SS400材)が交互に重なった層構造となっており、さらに、鉛プラグがこれらを貫く形で4本配置されている。そして、側面は厚さ10mmの天然ゴムにより被覆されている。また、LRBの両端部には端部治具および鋼製橋脚モデルに取り付けるために厚さ28mm(上部・下部)の鋼板が取り付けられている。

LRBの設計は、供試体S35-35に対応する想定実免震橋脚(相似比S=8)に対して、2質点2自由度系の解析モデル⁴⁾(復元力特性は、LRBに対してバイリニアモデル、橋脚部に対して2パラメータモデル¹¹⁾)による弾塑性地震応答解析を行い、その解析結果が下記の条件をほぼ満たすように設計した。解析に用いた地震波はJR鷹取駅観測地震動である。なお、支承の設計は文献12)に従っている。

Case1: 想定実橋脚の目標等価固有周期⁴⁾ $T=2.0(\text{sec})$ とし、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 (Fig.8 参照), W_d : 上部構造重量) を0.2となるように設計⁴⁾したLRB。

Case2: 想定実橋脚の目標等価固有周期 $T=2.0(\text{sec})$ とし、降伏震度 H_d/W_d を実際の設計によく使われる値である0.12となるように設計したLRB。

Table 4 Measured Dimensions and Cross Section Constants of Isolators

Isolation Bearing	a (mm)	h_I (mm)	Lead	Rubber					Inner Steel Plate		
			A_p (mm ²)	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	7850	1.37	588	11	9	99	3	8	24
Case2	380	125	4540	1.40	784	11	5	55	3	4	12

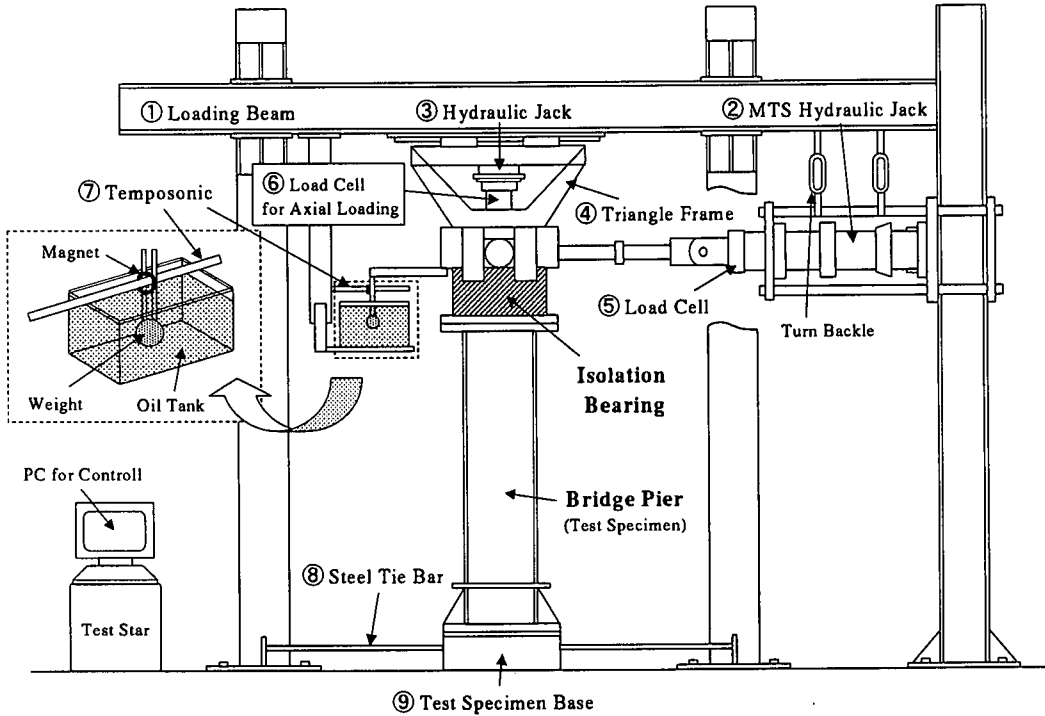


Fig.4 Hybrid Testing System

Table 4にLRBの実測寸法およびそれより計算された断面定数を示す。ここで、表中の諸量は a = LRBの正方形断面の一辺の長さ、 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} = 内部鋼板総厚である。

(2) 実験方法

まず、免震橋脚全体に対するハイブリッド地震応答実験を行う前に、LRBに対して性能試験を行った。性能試験は、鉛直荷重を294kN(面圧2.04MPa)与え、水平方向には、振幅変位としてせん断ひずみ100%に相当する変位を2サイクルずつ繰り返し繰り返し載荷した。

ハイブリッド実験は、実験供試体の上にLRBを設置し、この橋脚-免震支承-上部構造を考慮した免震鋼製

橋脚を1自由度系にモデル化して行う。モデル化の詳細については後述する。実験は文献13)の実験手法の内、実験手法2(相似モデル解析型手法)を用い、想定実橋脚と供試体との相似比 S は8.0とした。Table 5に、模型と実橋脚の諸量間の相似則を示す¹³⁾。模型に関する諸量に表中のScale Factorを乗ずることにより実橋脚に関する諸量が求められる。なお、減衰定数は、従来通り橋脚に対して5%、免震支承に関しては履歴減衰を仮定しているため0%とした。

入力地震動は、兵庫県南部地震で観測された地震動の内、JR鷹取駅観測地震動のN-S成分(以下JRTと記す)を用いた。ただし、地震動波形は、加速度の特徴ある部分の20秒間の波形を取り出し、自由振動のために加速度が零の成分を5秒加えて、全体で25秒の地震動に変更してある。なお、偏心軸圧縮力を受ける供試体の場合(Group C)、中心軸圧縮供試体(Group A、B)の

Table 5 Scale Factors in Pseudodynamic Test¹³⁾
S=8.0

Quantity	Dimension	Scale Factor
Length	L	S
Mass	M	S ³
Time	T	S
Velocity	LT ⁻¹	1
Acceleration	LT ⁻²	1/S
Force	MLT ⁻²	S ²
Rigidity	MT ⁻²	S
Damping Coefficient	MT ⁻¹	S ²

実験結果より最大応答を示す方向を判断し、鉛直力の偏心載荷方向と最大応答を示す方向を一致させるように地震動の入力方向を決定した¹⁴⁾。

Fig.4に実験システムの模式図を示す。なお、図の油槽(図の左側)は、実験中に発生が予想される変位計(Tempsonic)の振動を抑制するために設けたものである。

(3) 免震鋼製橋脚のモデル化

免震橋脚に対する弾塑性地震応答解析の簡略化モデルとしては、Fig.5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。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + \{H\} = -[M]\{1\} \ddot{x}_0 \quad (3)$$

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⁴⁾、 $\{H\}^T = [H_I \quad H_P - H_I]$ = 復元力ベクトル、 $\{x\}^T = [\delta_U \quad \delta_P]$ = 水平変位ベクトル (δ_U = 上部構造の水平変位、 δ_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を用いる^{15),16),17)}。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(3)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、

$$\{x\} = \delta_U \{\phi\} \quad (4)$$

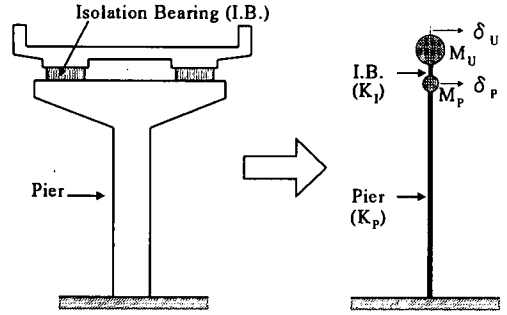


Fig.5 Modeling of Two-Mass System from Real Structure

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。

$$\{\phi\}^T = [1 \quad \beta] \quad (5)$$

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(4)を式(3)に代入すると、

$$[M]\{\phi\}\delta_U + [C]\{\phi\}\dot{\delta}_U + \{H\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_0 \quad (6)$$

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なになる。

$$\{\phi\}^T [M]\{\phi\}\delta_U + \{\phi\}^T [C]\{\phi\}\dot{\delta}_U + \{\phi\}^T \{H\} = -\{\phi\}^T [M]\{1\}\ddot{x}_0 \quad (7)$$

ここで、

$$\delta_U = \frac{\{\phi\}^T [M]\{1\}}{\{\phi\}^T [M]\{\phi\}} \delta^* \quad (8)$$

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。なお、添え字*は等価1自由度系モデルを示す。

$$M^* \ddot{\delta}^* + C^* \dot{\delta}^* + H^* = -M^* \ddot{x}_0 \quad (9)$$

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。

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M]\{\phi\}}{\{\phi\}^T [M]\{1\}} \delta_U \simeq \delta_U \quad (10)$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M]\{1\} \simeq M_U \quad (11)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C]\{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M]\{1\}}{\{\phi\}^T [M]\{\phi\}} \simeq \{\phi\}^T [C]\{\phi\} \quad (12)$$

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} \simeq H_I \quad (13)$$

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¹⁸⁾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

Table 6 Performance Test Results of LRB

LRB	H_d (kN)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_r (kN/mm)	K_{Be} (kN/mm)	$\delta_{\gamma 100}$ (mm)
Case1	33.5	5.36	0.794	3.50	1.11	99
Case2	12.4	5.40	1.89	7.73	2.07	55

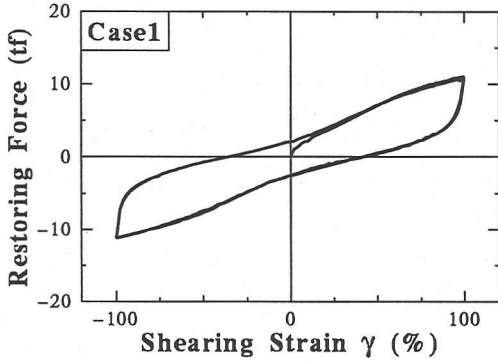


Fig. 6 Performance Test Result of Case1 LRB

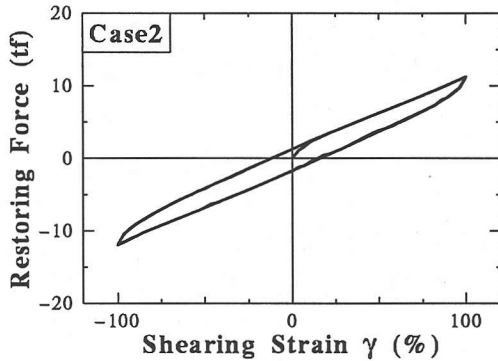


Fig. 7 Performance Test Result of Case2 LRB

種地盤に対して設計した場合 $M_P/M_U \approx 2.9 \times 10^{-3}$ ことから、 $M_P/M_U \ll 1.0$ であり、式(10)～(12)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 $H_I \approx H_P$ となり、式(13)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はほぼ等しくなる。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、実験を行うことになる。

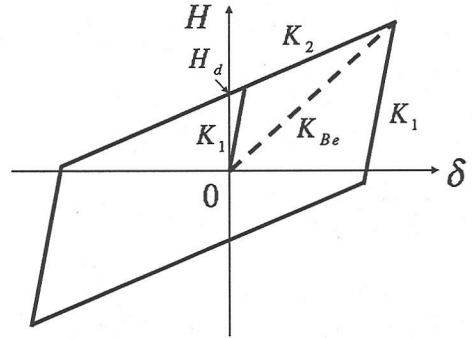


Fig. 8 Idealized Hysteretic Model of LRB

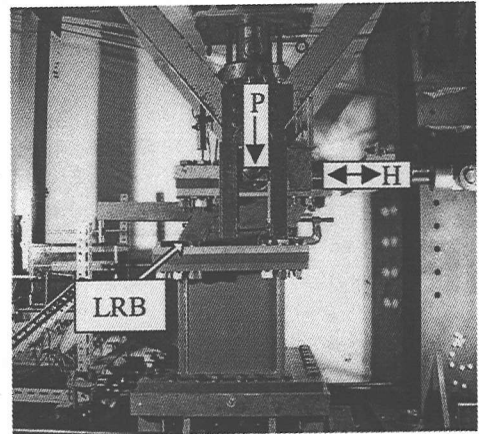


Photo 1 Performance Test of Isolation Bearing

なお、上述の近似により精度はほとんど失われないことは2自由度系モデルを用いた数値解析により確認してある¹⁷⁾。

3. 実験結果及び考察

(1) LRB の性能試験

Fig. 6, Fig. 7に性能試験(面圧2.04MPa, せん断ひずみ $\gamma = 100\%$)から求めたLRBの履歴曲線を示す。LRBの復元力はバイリニアに近い形状をしているため、バイリニアモデルの諸量(Fig. 8参照)を用いて復元力特性を表すこととする。ここで、 H_d = 降伏水平荷重、 K_1 = 1次剛性、 K_2 = 2次剛性、 K_{Be} = 等価剛性(原点と折り返し点を結んだ直線の傾き)、 $\delta_{\gamma 100}$ = せん断ひず

Table 7 Pseudodynamic Test Results

No.	Specimen	Isolation Bearing	$\frac{P}{P_y}$	T (sec)	$\frac{\delta_{max,U}}{h}$	$\frac{\delta_{max,I}}{h}$	$\frac{\delta_{max,P}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{R,P}}{\delta_y}$	H_y, H_{y+} (kN)	δ_y, δ_{y+} (mm)
Specimen Group A ($\lambda=0.35$)										
1	S35-35	—	0.172	0.785	0.0554	—	10.2	3.20	99.8	5.60
2	S35-35-C1	Case1	0.172	2.90	0.0664	0.0593	1.22	0.051	99.6	6.05
	S35-35-C2	Case2	0.172	2.38	0.0864	0.0681	3.13	0.389	99.6	6.05
3	SC35-35-20-C2	Case2	0.172	2.38	0.0843	0.0681	2.73	-0.121	98.3	6.15
Specimen Group B ($\lambda=0.45$)										
4	S35-45	—	0.140	1.04	0.0514	—	7.06	1.39	81.7	9.66
5	S35-45-C2	Case2	0.140	2.17	0.0705	0.0457	3.41	0.640	80.9	9.68
6	SC35-45-30-C2	Case2	0.140	2.09	0.0552	0.0397	2.12	0.184	75.4	10.5
Specimen Group C ($\lambda=0.45, e=75\text{mm}, e/h=0.073$)										
7	SE35-35	—	0.140	0.718	0.0499	—	10.6	5.92	83.2	4.84
8	SE35-35-C2	Case2	0.139	2.19	0.103	0.0718	6.54	3.28	79.9	4.79
Note: T : Natural Period of Assumed Real Pier ($S=8.0$) $\delta_{max,U}$: Maximum Response Displacement of Super Structure $\delta_{max,I}$: Maximum Response Displacement of Isolator $\delta_{max,P}$: Maximum Response Displacement of Pier, $\delta_{R,P}$: Residual Displacement of Pier Top										

み100%時の変位である。実験より求められたこれらの諸量を Table 6に示す。

等価剛性 K_{Be} を見ると、Case2, Case1の順に低い。 K_{Be} は免震橋脚の等価固有周期を算出するのに用いられ、この値が低いほど橋脚は長周期化される。すなわち、本実験ではCase2, Case1の順に橋脚は長周期化される。例えば、供試体 S35-35 に対応する実橋脚 ($K_P=125 \text{ kN/mm}$, $M_U=2.22 \text{ kN}\cdot\text{sec}^2/\text{mm}$, II種地盤) の場合、免震橋脚の固有周期⁴⁾ は Case1 で 3.24 秒、また、Case2 では 2.44 秒となる。

Photo 1 に LRB の性能試験の様子を示す。

(2) ハイブリッド地震応答実験

Table 7 にハイブリッド地震応答実験結果をまとめる。表中の P/P_y は軸力比 ($P_y =$ 鋼断面の全断面降伏軸力) で、橋脚に対して震度法による一次設計をすることにより定めた。また、 $T =$ 橋脚の固有周期、 $\delta_{max,U} =$ 上部構造の水平変位の最大値、 $\delta_{max,I} =$ 免震支承の水平変位の最大値である。ただし、固有周期 T は、想定実橋脚に対するものであり (相似比 $S=8$ を仮定)、免震橋脚の場合には、橋脚の初期剛性および免震支承の等価剛性 (免震支承の最大応答変位から求められた剛性) を用いて算定したものである。また、 $\delta_{max,P} =$ 橋脚の最大応答変位、 $\delta_{R,P} =$ 橋脚の残留変位、 $H_y =$ 免震支承がないときの供試体の降伏水平荷重、 $\delta_y = H_y$ に対応する橋脚の水平変位である。ここで、 H_{y+} および δ_{y+} は、偏心軸圧縮供試体の降伏荷重および降伏変位であり、詳細については文献 14) を参照されたい。

a) Specimen Group A ($\bar{\lambda}=0.35$)

Fig.9~Fig.12 に Group A に対する実験結果 (復元力 $H \equiv H_I \approx H_P$ の履歴ループ、橋脚頂部の応答変位 δ_P

の時刻歴) を示す。これらの結果は降伏荷重 H_y 、または降伏変位 δ_y で無次元化されている。

橋脚の最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を見ると、非免震の場合 (Fig.9)、 $10.2\delta_y$ であるのに対し、免震支承に Case2 を用いた場合 (Fig.10)、 $3.13\delta_y$ となり応答値が約 70% 低減した。そして、Case1 を用いた場合 (Fig.11) では、 $1.22\delta_y$ 、すなわち約 88% の低減となった。また、復元力履歴ループを見ると、荷重は最大耐力 ($H/H_y \approx 2$) よりはるかに小さく、橋脚の受けた損傷は非常に小さい。特に、Case1 (固有周期 2.90 秒) を用いた場合、橋脚の応答はほぼ弾性域に収まっている。

残留変位 $\delta_{R,P}$ についても最大応答変位と同様の結果が得られ、Case2 を用いた場合、非免震の応答値の約 88%、Case1 の場合では約 98% 低減された。この結果より、免震支承 (LRB) を導入することで、JRT 入力時の橋脚頂部の残留変位を大幅に低減させることができることを立証した。また、免震化した橋脚の基部にコンクリートを充填した場合 (Fig.12)、Case2 のみを用いた結果より最大応答変位および残留変位は、さらに低減された。

b) Specimen Group B ($\bar{\lambda}=0.45$)

Fig.13~Fig.15 に Group B に対する実験結果を示す。これを見ると、免震支承に Case2 を用いること (Fig.14) で固有周期を 2.17 秒と 2 倍ほど長周期化し、橋脚の最大応答変位で非免震の場合 (Fig.13) の $7.06\delta_y$ から $3.41\delta_y$ へと 50% 以下に低減させ、残留変位についても同様に 50% 以下に応答値を抑えることができた。従って、免震支承は Group B の様に比較的細長比が大きい橋脚に対しても有効である。ただし、上部構造変位 $\delta_{max,U}$ の結果を見ると、非免震の結果より 37% 増加し、想定実橋脚での値は 749mm となった。また、固有周期を見ると

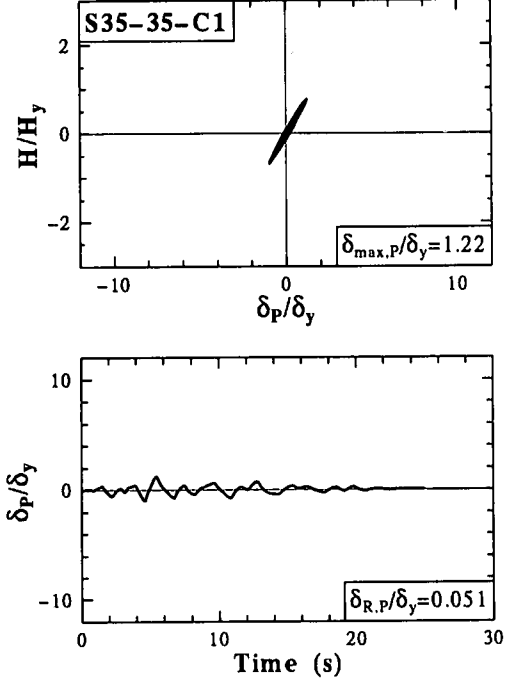
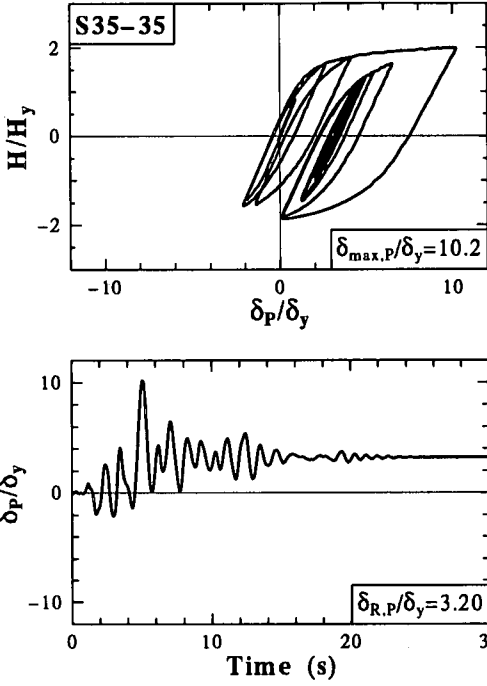


Fig.9 Test Result of Specimen S35-35 (Group A, No Isolation Bearing)

Fig.11 Test Result of Specimen S35-35-C1 (Group A, Case1 LRB)

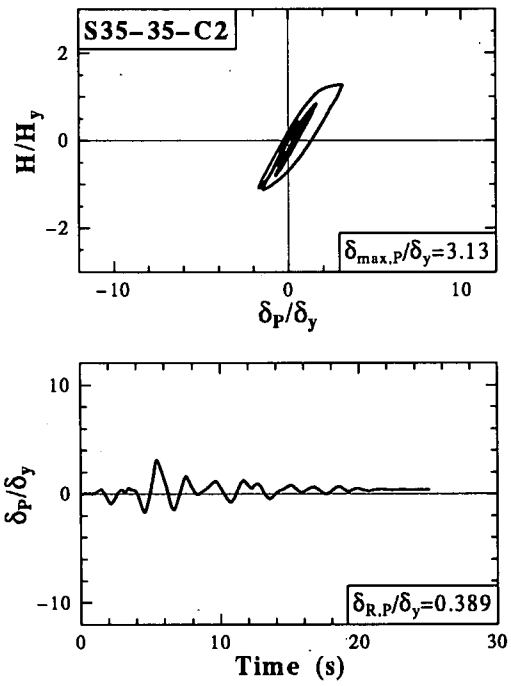


Fig.10 Test Result of Specimen S35-35-C2 (Group A, Case2 LRB)

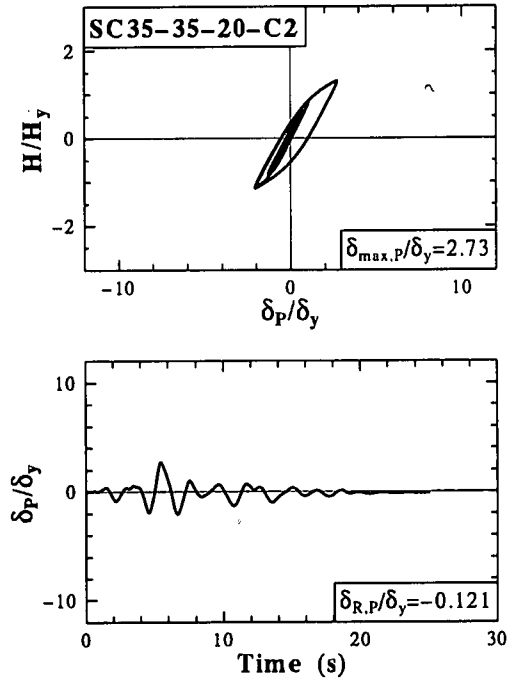


Fig.12 Test Result of Specimen SC35-35-20-C2 (Group A, Concrete filled, Case2 LRB)

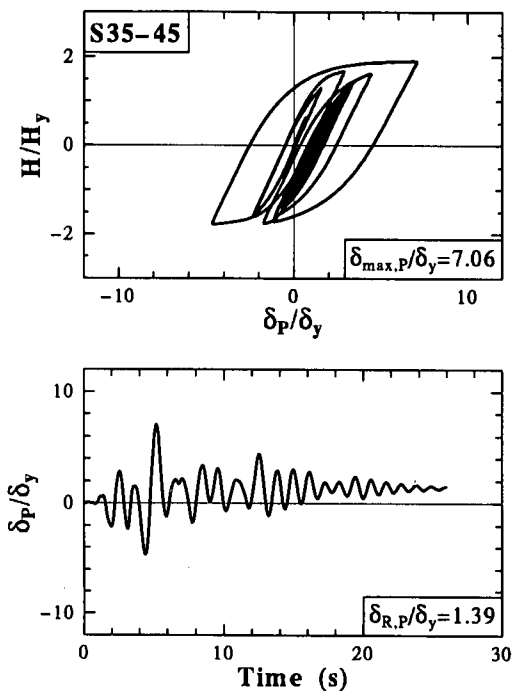


Fig.13 Test Result of Specimen S35-45 (Group B, No Isolation Bearing)

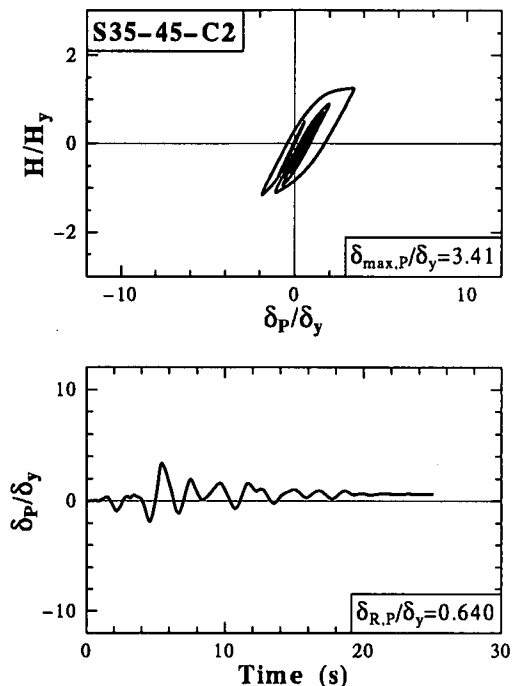


Fig.14 Test Result of Specimen S35-45-C2 (Group B, Case2 LRB)

Group Aと同じCase2のLRBを用いた結果(固有周期2.38秒)より小さくなっており、非免震時の固有周期が元々大きい橋脚に対しては、免震支承による橋脚の長周期化の程度が小さいことが分かる。

また、Case2のLRBを用いた橋脚の基部にコンクリートを充填した場合(Fig.15)、固有周期は2.09秒となるものの、橋脚の最大応答変位および残留変位をさらに低減することができている。従って、Group Aの結果と同様に、免震化した橋脚へコンクリートを充填することにより、橋脚の固有周期をあまり変化させることなく、橋脚の応答値をさらに低減させることができる。

c) Specimen Group C ($\bar{\lambda}=0.35$, $e/h=0.073$)

Fig.16, Fig.17にGroup C(偏心圧縮橋脚)に対する実験結果を示す。これらの結果は降伏荷重 H_{y+} 、または降伏変位 δ_{y+} で無次元化している。

これを見ると、Case2 LRBを用いること(Fig.17)により、橋脚の最大応答変位で38%、残留変位については45%低減された。従って、偏心軸圧縮供試体に対しても免震支承による地震応答値の低減の効果が認められる。しかし、中心軸圧縮供試体(Group A, B)と比較するとその低減効果は小さい。これは、免震橋脚は応答が大きくなるとLRBの変形につれて、上部構造と橋脚頂部の相対変位が大きくなり、軸力による付加的なモーメントの影響を受ける。従って、偏心軸圧縮供試

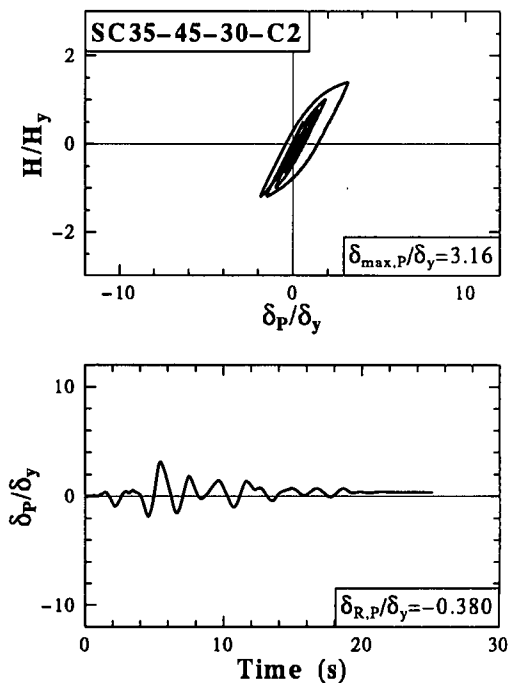


Fig.15 Test Result of Specimen SC35-45-30-C2 (Group B, Concrete Filled, Case2 LRB)

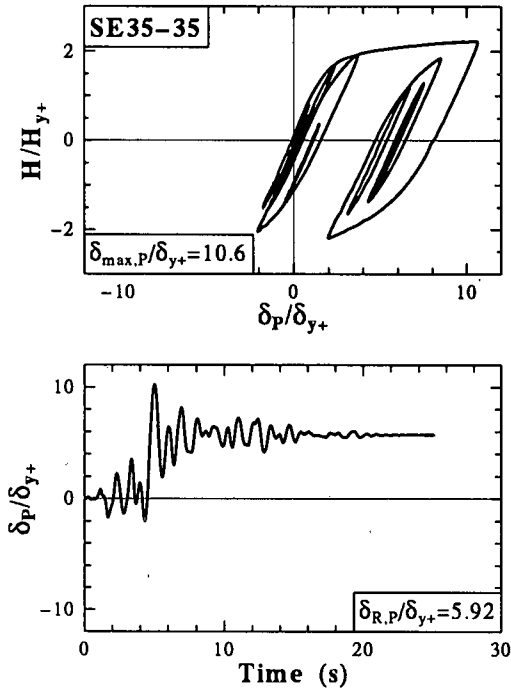


Fig.16 Test Result of Specimen SE35-35 (Group C,Eccentrically Loaded,No Isolation Bearing)

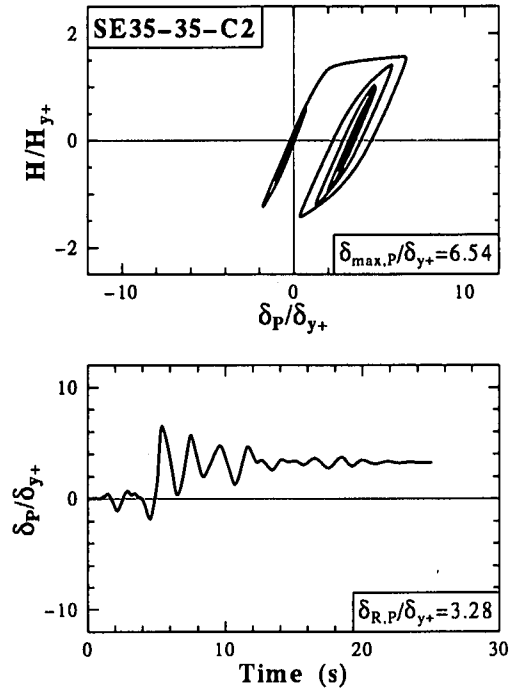


Fig.17 Test Result of Specimen SE35-35-C2 (Group C,Eccentrically Loaded,Case2 LRB)

体は、初期の偏心量に、さらにLRBの変形量を加えた状態で軸力を受け、さらに付加的なモーメントの影響を大きく受けるためである。従って、中心軸圧縮供試体に比べ変位が大きくなり易く、最大応答変位の発生後は変位が戻りにくいので残留変位が大きくなり、免震支承の効果があまり発揮されなかった。

(3) 長周期化による応答値の変化

固有周期による橋脚の応答値の変化について考察する。Fig.18にJRTに対する橋脚の(a)最大応答変位スペクトル、(b)残留変位スペクトルおよび(c)上部構造変位スペクトルを示す。図中の記号について、○はGroup A、□はGroup B、△はGroup Cである。また、白抜き記号は非免震橋脚、黒塗りは免震橋脚、二重線は免震化とコンクリートを充填した橋脚の結果を示す。

最大応答変位スペクトルを見ると、長周期になるにつれて応答値が低減する傾向が見られる。固有周期0.8秒付近の場合(非免震)、応答値が $10\delta_y$ 程度であるのに対し、2秒以上長周期化すると $3\delta_y$ 以下になる。そして、2秒を越えると長周期化による目立った低減効果はなく、緩やかに減少し、2.9秒で $1.22\delta_y$ と橋脚の応答がほぼ弾性域に抑えられている。しかし、偏心軸圧縮に対しては、長周期化により最大応答変位が小さくなる傾向は見られるが、低減の効果は低い。固有周期を2.2秒に長

周期化しても応答値は $6.5\delta_y$ であり、同じ固有周期の中心軸圧縮の結果を上回っている。

残留変位スペクトルについて見ると、最大応答変位スペクトルと同様に、長周期化するほど値が小さくなる傾向が見られる。固有周期が2秒以上で中心軸圧縮の残留変位が $2\delta_y$ 以下になり、2.9秒付近で零近くまで低下する。しかし、最大応答変位と同様に、2秒以上の長周期化では変化の程度が小さい。また、偏心軸圧縮では、長周期化により低減する傾向はあるものの、中心軸圧縮の結果を大きく上回っている。

上部構造変位スペクトルを見ると、固有周期2.0~2.4秒をピークに上部構造の変位が増加する傾向がある。そして、この固有周期帯を過ぎると減少し始め、2.9秒では1.0秒付近と同程度の値になる。また、中心軸圧縮と偏心軸圧縮で相違はほとんど見られない。免震化により固有周期を2.1~2.9秒程度に長周期化すると、上部構造の最大応答変位は、非免震橋脚に比べ、概略1.5~1.7倍程度になるといえる。

4. 残留変位による安全性の判定

ここでは、文献5)で取り上げられている機能保持性の評価法を用いて実験結果の残留変位に関する評価を行い、採用した方策により機能保持性の評価がどのよ

うに変化するかを考察する。文献5)によると、残留変位の制限値と損傷の分類の関係は Table 8 に示す通りである。

Fig.19 に、JRT入力時のハイブリッド実験によって得られた残留変位を橋脚高さ $h/100$ で無次元化した残留変位制限値を固有周期と比較したものを示す。ここで、図中の記号の意味は Fig.18 と同様である。

JRT に対する Group A の供試体(固有周期0.8秒付近の中心軸圧縮供試体)について見ると、免震支承を導入することにより固有周期が2.4~2.9秒に長周期化され、損傷度分類が崩壊(As)から小損傷(C)~無損傷(D)に下がっている。また、長周期化するほど損傷度のランクが低くなる傾向が見られ、重要構造物に対する許容損傷度を小損傷(C)に抑えるには、固有周期を2.4秒程度にすることにより可能である。また、免震化した橋脚に、さらにコンクリートを充填することで、固有周期をほとんど変化させることなく、損傷度を下げることができる。

Group B の供試体(固有周期1.0秒付近の中心軸圧縮供試体)については、JRTを入力した場合、崩壊(As)ランクから、2.2秒の長周期化で中損傷(B)に低減された。また、さらにコンクリートを充填した場合、固有周期は同程度で損傷を小損傷(C)に抑えることができる。

Group C (偏心軸圧縮供試体)については、免震化した場合でも崩壊(As)とみなされた。損傷度ランクを下げるための方策として、さらなる長周期化が考えられるが、上部構造の変位が大きくなることで、さらに付加的なモーメントを受けることから、あまり効果が得られない可能性がある。

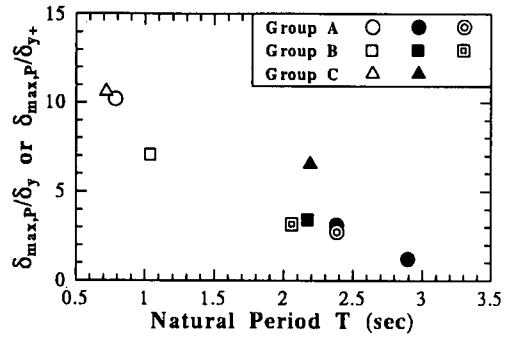
ここで、JRT に対する損傷度分類を小損傷(C)以下に抑える方策として、以下の方策を提案する。

- ① 中心軸圧縮のハイダクティリティー鋼製橋脚に対しては、免震支承により、2.4秒程度長周期化する。
- ② 長周期化による固有周期が2.0~2.4秒付近の免震化したハイダクティリティー鋼製橋脚は、その基部にコンクリートを充填する。

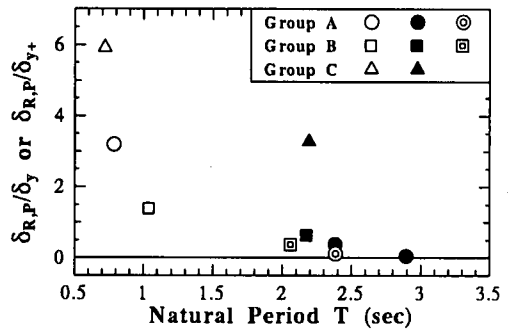
ただし、偏心軸圧縮のハイダクティリティー鋼製橋脚に対しては、免震化を施してもJRTに対する結果は崩壊(As)と見なされたため、さらに残留変位を低減させるためには、免震橋脚へのコンクリートの充填、あるいは新たな方策が必要である。

5. 結言

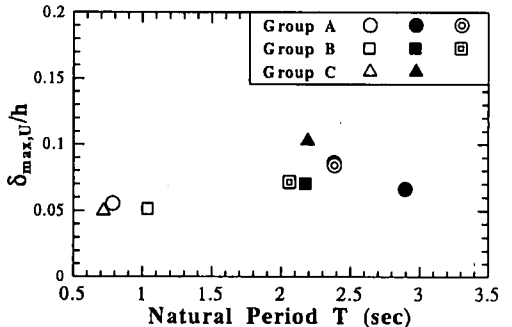
本研究では、ハイダクティリティー鋼製橋脚の残留変位低減の方策として、免震支承の導入と免震化した橋脚基部へのコンクリート充填の2方策を取り挙げ、残留変位低減の効果を相似則を考慮したハイブリッド地



(a) Maximum Displacement of Pier



(b) Residual Displacement of Pier Top



(c) Maximum Displacement of Super Structure

Fig.18 Response Spectra of JRT

震応答実験により検証した。また、検証を行うにあたって、免震支承を導入した鋼製橋脚に対するハイブリッド地震応答実験の手法を確立した。

ハイブリッド実験に使用した地震動は、兵庫県南部地震で観測された地震動であるJR鷹取駅観測地震動(JRT)である。実験では、免震鋼製橋脚を1自由度系にモデル化した。また、実験供試体はハイダクティリティー鋼製橋脚とその基部にコンクリートを部分的に充填したコンクリート部分充填鋼製橋脚の2タイプの供試体を、① Group A : 中心軸圧縮で、細長比パラ

Table 8 Damage Degrees Proposed in Ref.(5)

Rank	Residual Displacement	Damage Degree
A_s (Collapse)	$h/100 \leq \delta_R$	Collapsed
A (Large Damage)	$h/150 \leq \delta_R \leq h/100$	Not collapsed, but have lost function. More than two months are required for restoring.
B (Medium Damage)	$h/300 \leq \delta_R \leq h/150$	Only emergency vehicles can run. Two weeks ~ two months are required for restoring.
C (Small Damage)	$h/1000 \leq \delta_R \leq h/300$	Several days are required for restoring, or ordinary vehicles can pass while being repaired.
D (No Damage)	$\delta_R \leq h/1000$	Almost no damage

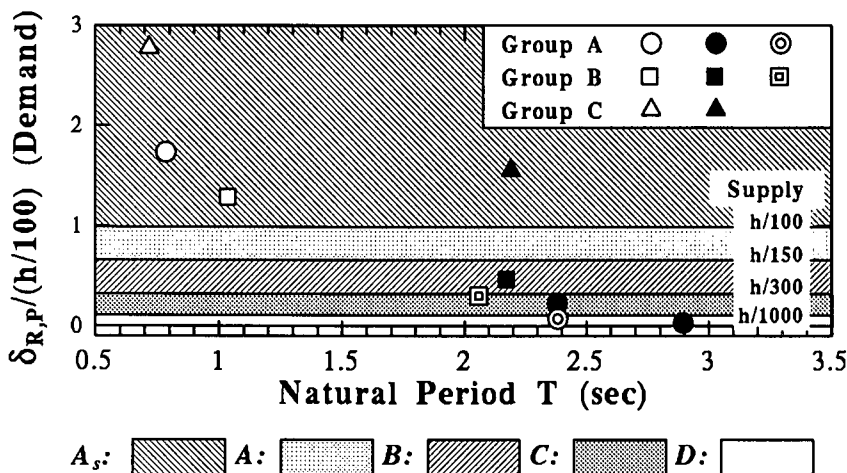


Fig.19 Comparison between Supply and Demand (JRT)

メータ $\bar{\lambda}=0.35$, 想定実橋脚の固有周期 ≈ 0.79 秒, ② Group B : 中心軸圧縮で, $\bar{\lambda}=0.45$, 想定実橋脚の固有周期 ≈ 1.00 秒, ③ Group C : 偏心軸圧縮で, $\bar{\lambda}=0.35$, 想定実橋脚の固有周期 ≈ 0.72 秒の3つの異なる設計条件で製作し, これに免震支承を用いた免震鋼製橋脚に対するハイブリッド地震応答実験を行い, 供試体の耐震性能について確認および検証を行った. また, 免震支承(LRB)は2つのタイプを設計し, 性能試験を行い, その復元力特性について調べた. そして, 実験結果を基に, 取り挙げた残留変位低減の方策について, その効果を確認し, 実験結果について耐震性能の評価を行うことで本方策の妥当性を検証した.

本研究によって得られた結論をまとめると以下のようになる.

ハイブリッド地震応答実験

- (1) 免震支承(LRB)を導入し, 橋脚を長周期化(固有周期2.1~2.9秒)することにより, 中心軸圧縮橋脚に対し最大応答変位, および残留変位を大幅に低減させることが可能である. 従って, 残留変位低

減の方策として十分有効である.

- (2) 免震化した中心軸圧縮ハイダクティリティー鋼製橋脚の基部にコンクリートを充填(供試体レベルにおいて充填量はSC35-35-20-C2で $8.15 \times 10^3 \text{cm}^3$, SC35-45-30-C2で $1.58 \times 10^4 \text{cm}^3$)することにより, 固有周期をほとんど変えずに, 残留変位をさらに低減させることができる.
- (3) 偏心軸圧縮橋脚に免震支承を用いた場合でも, 残留変位は低減されたが, 中心軸圧縮ほど残留変位低減の効果は見られない.
- (4) 偏心軸圧縮橋脚の場合, 初期の偏心量に加え, 免震支承の変形による偏心量が大きくなり, 偏心鉛直荷重による付加的なモーメントの影響で応答が偏心方向に偏り, 残留変位が生じやすい.
- (5) 免震化により上部構造の最大応答変位は, 非免震橋脚に比べ, 概略1.5~1.7倍程度となる(Fig.18(c)).

免震設計のガイドライン

免震橋脚の長周期化, 橋脚のコンクリート充填について, 橋脚の損傷度が最も大きくなるJRTを入力した

場合を取り上げ、免震設計のガイドラインを示す。

- (1) 中心軸圧縮のハイダクティリティー鋼製橋脚を免震化し、残留変位損傷度を重要構造物の許容損傷度である小損傷(C)に抑えるためには、固有周期を2.4秒程度に長周期化する。
- (2) 免震化した橋脚基部にコンクリートを充填することにより、固有周期をほとんど変化させることなく、損傷度を抑えることができる。この場合、2.0秒程度の長周期化で小損傷(C)に抑えることができる。
- (3) 免震化の場合、想定していない卓越周期の成分の地震動が入力された場合に備え、橋脚基部へのコンクリートの部分充填が望ましい。

なお、本論文では単柱式鋼製橋脚のみを対象としたため、隣接橋脚との動的相互作用が考慮されていない。従って、構造システムとしての鋼製橋脚の設計法を確立する上では、この連成効果を考慮すべきであり、今後の研究課題と言えよう。

謝辞：本研究は名古屋高速道路公社からの委託研究として実施されたものである。また、免震支承はオイレイス工業株式会社から提供していただいた。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 宇佐美勉、渡辺孝一、金田一智章、岡本隆、池田茂：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究、土木学会論文集、No.591/I-43, pp.207-218, 1998.4.
- 3) 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.
- 4) 芳崎一也、宇佐美勉、本間大介：大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発ーハイブリッド地震応答実験による検証ー、構造工学論文集、Vol.45A, pp.1017-1026, 1999.3.
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG：橋脚の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、1996.7.
- 6) 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.
- 7) 家村浩和、山田善一、伊津野和行、南荘淳、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.
- 8) 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, 1994.3.
- 9) 岩田秀治、家村浩和、青木利昭、杉山公一、鶴野禎史：大規模自由通路橋の2方向免震支承のハイブリッド地震応答載荷実験、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.207-212, 1998.11.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992.
- 13) 才塚邦宏、伊藤義人、木曾英滋、宇佐美勉：相則則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察、土木学会論文集、No.507/I-30, pp.179-190, 1995.1.
- 14) 宇佐美勉、本間大輔、芳崎一也、鉛直荷重が偏心して作用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、No.626/I-48, pp.197-206, 1999.7.
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) 中島大輔、宇佐美勉、葛西昭、金田一智章：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、構造工学論文集、Vol.46A, pp.869-878, 2000.3.
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・解説、V 耐震設計編、1996.12.

(1999. 8.23 受付)

PSEUDODYNAMIC TEST FOR STEEL BRIDGE PIERS WITH SEISMIC ISOLATION BEARING

Tomoaki KINDA¹CHI, Tsutomu USAMI and Daisuke NAKAJIMA

The purpose of this study is to propose two ways of reducing residual displacements for the high ductility steel bridge piers after severe earthquakes. The first way is to use a seismic isolation bearing. The second way is to fill partially in the pier attached to a seismic isolator with concrete. For this purpose, a new method of pseudodynamic test for steel bridge piers with a seismic isolator is established. Based on the results of the pseudodynamic tests, they are shown that the seismic performance of steel bridge piers with a seismic isolator is evaluated, and a rational range of the natural period to be augmented by the isolator is proposed for practical design.