

# 震度法レベルで耐震設計した高架橋システムの 大地震時応答性状について

中島章典<sup>1</sup>, 庄司泰啓<sup>2</sup>, 斉木 功<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

<sup>2</sup>修(工) 株式会社橋本 土木部 (〒980-0022 仙台市青葉区立町 27-21)

<sup>3</sup>正会員 修(工) 宇都宮大学助手 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

一般に、高架橋システムは、複数の橋脚が支持する連続形式の構造からなり、上部構造と橋脚の間には種々のタイプの支承が設けられている。本研究では、震度法によって耐震設計した種々の支承条件を有する高架橋システムが大地震を受けた場合の弾塑性応答性状を相互に比較した。また、種々の支承条件を有する高架橋システムの中の1本の橋脚とそれが支持する上部構造部分を単柱式橋脚にモデル化し、その応答性状を高架橋システムの応答性状と比較し、単柱式橋脚へのモデル化の適用性を検討した。

**Key Words :** viaduct system, support condition, seismic design, nonlinear earthquake response analysis

## 1. はじめに

都市内高速道路などの高架橋は、橋脚の上に重い重量の桁を有する構造であり、また、そのような構造が長い区間連続する形式であることから、その大地震時挙動を十分に把握しておく必要がある。一般に、上部構造は3径間程度の連続桁形式が連なり、支承は、鋼製の固定支承と可動支承の組み合わせが用いられているほか、阪神・淡路大震災以降では、水平反力分散型のゴム支承あるいはエネルギー吸収性能をも備えた免震支承も積極的に用いられるようになってきている。

そこで本報告では、震度法によって概略耐震設計を行った鋼製橋脚および支承を有する図-1のような3径間連続の上部構造、鋼製橋脚、支承から構成される高架橋システムに対して、大地震が作用した場合の弾塑性地震応答性状を相互に比較する。また、高架橋システムの1本の橋脚と対応する上部構造質量を有する単柱式橋脚へのモデル化の適用性を検討する。

なお、解析に際しては、高架橋システムの橋軸方向挙動のみに着目し、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した平面骨組のための弾塑性地震応答解析法を用いて検討する。

## 2. 対象とする高架橋システムの概要

ここでは、図-1のような4本の鋼製橋脚を有する3径間連続高架橋を対象とする。上部構造の全重量を  $W$ 、設計水平震度を  $k_h$  とした場合、それぞれの橋脚の断面諸元は以下のような考え方により設計する。

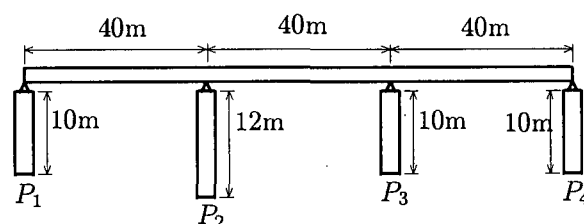


図-1 橋脚高さが異なる高架橋システム

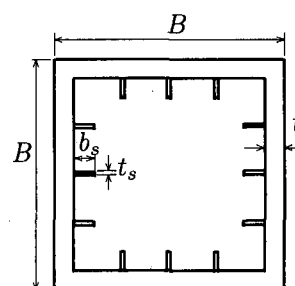


図-2 断面形状

上部構造は単位長さ当たり  $117.6\text{kN/m}$  の鋼4本主桁プレートガーダー橋程度を対象とし、断面2次モーメント ( $0.2752\text{m}^4$ ) および鋼重量を合わせた鋼断面として取り扱う。したがって、支承は各橋脚上に4個配置されることとなる。上部構造の支間は40mで3径間とし、上部構造の全重量は  $14.11\text{MN}$  を仮定する。橋脚は、内側の  $P_2$  橋脚の高さのみが12m、他は10mで、図-2のような正方形の補剛箱型断面をもつものとし、その幅厚比パラメータ  $R_f$  は0.5以下となるようにした。

それぞれの橋脚に作用する軸力(死荷重反力)は、 $P_1$ 、 $P_4$  橋脚において、 $N_1 = N_4 = 0.133W$ 、 $P_2$ 、 $P_3$  橋脚に

表-1 鋼製支承をもつ高架橋システムの諸元

設計項目	単位	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$
断面の幅 $b$	m	1.6	1.6	1.6	1.6
断面の板厚 $t$	mm	14	18	26	14
サブパネル数 $n$		5	5	4	5
補剛材幅 $b_s$	m	0.14	0.2	0.2	0.14
補剛材厚 $t_s$	mm	14	20	20	14
幅厚比パラメータ $R_f$		0.469	0.365	0.316	0.469
軸力比 $N/N_Y$		0.1	0.093	0.078	0.1
照査式 (3) の値		0.596	0.603	0.805	0.596

設計水平震度  $k_h=0.2$ , 固有周期  $T=0.898$  秒 (式 (6))

において,  $N_2 = N_3 = 0.367W$  となる. ただし,  $P_1, P_4$  橋脚においては, 支承条件によらず隣接径間の死荷重の影響も考慮して,  $N_1 = N_4 = 0.266W$  の死荷重反力を受けているものと考え, 隣接径間からの地震力の影響は考慮しない. また, ここではおもに高架橋システムの支承条件の差異に着目していることから, 各橋脚基部は固定されているものとする.

なお, 鋼材の降伏応力  $\sigma_Y=314\text{N/mm}^2$ , ヤング係数  $E=206\text{kN/mm}^2$  としている.

### 2.1 鋼製の可動, 固定支承をもつ高架橋システム

$P_1, P_4$  橋脚上を可動支承,  $P_2, P_3$  橋脚上を固定支承とした場合,  $P_2$  および  $P_3$  橋脚に作用する水平地震力をそれぞれ  $H_2, H_3$  とする. また,  $P_2$  および  $P_3$  橋脚の高さ, 断面 2 次モーメントをそれぞれ  $L_2, I_2, L_3, I_3$  とすると, それらの関係は,

$$H_2 + H_3 = k_h W \quad (1)$$

$$H_2 = \frac{I_2}{I_3} \left( \frac{L_3}{L_2} \right)^3 H_3 \quad (2)$$

と表され, この場合の設計水平震度を  $k_h$  とすれば, それぞれの橋脚に作用する水平地震力が求まる. したがって,  $P_2$  および  $P_3$  橋脚には,  $N_2, N_3$  の軸力と,  $M_2 = H_2 L_2, M_3 = H_3 L_3$  の曲げモーメントが作用することになる.

以上のようにして決定された橋脚の断面が, その断面に作用する軸力  $N_i$  および曲げモーメント  $M_i$  に対して,

$$\frac{\nu N_i}{N_{iY}} + \frac{\nu M_i}{M_{iY}} \leq 1.0 \quad (3)$$

を満足するように断面諸元を決定すればよい. ここに,  $N_{iY}, M_{iY}$  はそれぞれ各橋脚断面の降伏軸力, 降伏曲げモーメントであり,  $\nu$  は安全率 (=1.14) である.

$P_1, P_4$  橋脚は可動支承,  $P_2, P_3$  橋脚は固定支承をもつ場合の以上の条件に従った設計例の諸元を表-1 に

示す. ただし, 可動支承部の  $P_1, P_4$  橋脚については, 橋脚直角方向の地震力に対する設計時を考慮して, 隣接径間の影響も含めた死荷重反力分の重量による慣性力に対して耐震設計を行っている.

### 2.2 水平反力分散支承をもつ高架橋システム

すべての橋脚上に水平反力分散支承を設ける場合のゴム支承および橋脚の耐震設計手順を以下に示す<sup>1)</sup>. 各橋脚の諸元を鋼製支承の場合と同様の記号で表すと, それぞれの橋脚を水平ばねと考えたときのばね定数は,

$$k_{pi} = \frac{3EI}{L_i^3} \quad (4)$$

と表される. 一方, 各ゴム支承の水平ばね定数を  $k_{bi}$  とすれば, 橋脚とゴム支承の合成ばね定数  $k_{gi}$  は,

$$k_{gi} = 1 / \left( \frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{bi}} \right) \quad (5)$$

と算定されるので, 次式で求められる高架橋システムの固有周期  $T$  により, 道路橋示方書 (V 耐震設計)・同解説 (以下, 道示 V と呼ぶ) に基づいて, この場合の設計水平震度  $k_h$  が得られる<sup>2)</sup>.

$$T = 2.01 \sqrt{W / \sum k_{gi}} \quad (6)$$

したがって, 上部構造の水平変位  $\delta$  は,

$$\delta = k_h W / \sum k_{gi} \quad (7)$$

と得られ, 各橋脚に作用する地震力の分担  $H_i$  は,

$$H_i = k_{gi} \delta \quad (8)$$

となるので, 橋脚基部に作用する曲げモーメント  $M_i$  は以下のように求まる.

$$M_i = H_i L_i \quad (9)$$

表-2 水平反力分散支承をもつ高架橋システムの諸元

橋脚の名称		$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$
断面の幅 $b$	m	1.1	1.1	1.1	1.1
断面の板厚 $t$	mm	18	18	19	18
サブパネル数 $n$		3	3	3	3
補剛材幅 $b_s$	m	0.18	0.18	0.19	0.18
補剛材厚 $t_s$	mm	18	18	19	18
幅厚比パラメータ $R_f$		0.418	0.418	0.396	0.418
ゴム支承1個の支圧面積 $A_b$	m <sup>2</sup>	0.25	0.36	0.25	0.25
ゴム支承の総厚 $\sum t_e$	m	0.067	0.076	0.071	0.067
ゴム支承の最大圧縮応力 $R_{max}/A_b$	N/mm <sup>2</sup>	3.75	3.60	5.18	3.75
ゴム支承の水平ばね定数 $k_b$	MN/m	14.63	18.57	13.8	14.63
軸力比 $N/N_y$		0.115	0.159	0.149	0.115
照査式(3)の値		0.802	0.789	0.808	0.802

設計水平震度  $k_h=0.16$ , 固有周期  $T=1.556$  秒 (式(6))

したがって、鋼製の固定、可動支承をもつ場合と同様に、各橋脚の軸力も考慮して、式(3)を満足するように断面を設計する。

以上のような条件の下で、水平反力分散支承としてのゴム支承をもつ高架橋システムの設計例を表-2に示す。ここでは、橋脚高さの高い  $P_2$  橋脚以外では、ほぼ同じ地震力が作用するようにしている。

対象とした高架橋の上部構造は4本主桁をもつものと考えているので、桁1本当たりの支承に作用する鉛直反力  $R_{max}$  は表-2に示す各橋脚の軸力の1/4となる。したがって、ゴム支承1個当たりの鉛直反力  $R_{max}$  が、

$$R_{max}/A_b \leq \sigma_{max} \quad (10)$$

を満足する必要がある。ここに、 $\sigma_{max}$  は最大許容圧縮応力度 ( $=7.84\text{N/mm}^2$ ) であり、 $A_b$  はゴム支承の支圧面積である。一方、ゴム支承1個の水平せん断ばね定数  $k_{bs}$  は以下の式によって算定される。

$$k_{bs} = \frac{GA_b}{\sum t_e} \quad (11)$$

ここに、 $G$  はゴムのせん断弾性係数 ( $=0.98\text{N/mm}^2$ ) である。ここでは、式(10)を満足し、かつ、ゴム支承のばね定数が仮定した値に一致するようにゴム支承の寸法を決定している。

### 2.3 免震支承をもつ高架橋システム

すべての橋脚上に免震支承を設ける場合の免震支承および橋脚の震度法による耐震設計手順を、道示Vに示される免震設計の流れに従って以下に示す<sup>3)</sup>。

#### 1. 免震支承の形状の仮定

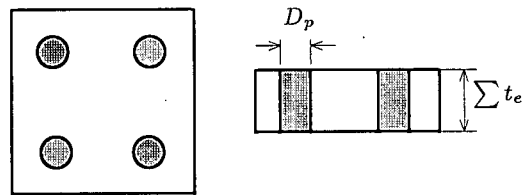


図-3 免震支承の寸法

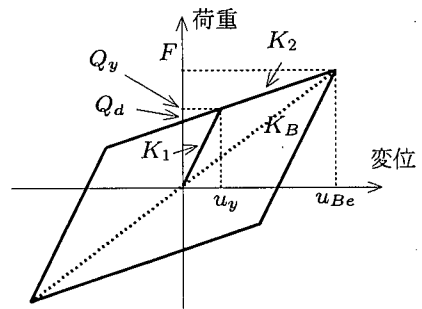


図-4 免震支承の復元力特性

免震支承は、図-3のように鉛プラグ入り積層ゴム支承で、1支承の中の鉛プラグの個数は4個とする。ゴム支承の形状、鉛プラグの径  $D_p$  および支承の高さ  $\sum t_e$  を決め、鉛プラグの全面積  $A_p$ 、ゴム支承の総断面積  $A_r$  および純断面積  $A_R = A_r - A_p$  を算出する。

#### 2. 設計変位および等価剛性の仮定

各橋脚上の免震支承の設計変位  $u_B$  を仮定する。この値に基づいて、以下の式により、免震支承の有効設計変位  $u_{Be}$  および鉛、ゴム支承のせん断ひずみ  $\gamma$  を求め、さらに、免震支承の最大せん断力  $F$

表-3 免震支承をもつ高架橋システムの諸元

設計項目		$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$
断面の幅 $b$	m	1.4	1.4	1.4	1.4
断面の板厚 $t$	mm	19	19	23	19
サブパネル数 $n$		4	4	4	4
補剛材幅 $b_s$	m	0.19	0.19	0.23	0.19
補剛材厚 $t_s$	mm	19	19	23	19
幅厚比パラメータ $R_f$		0.378	0.378	0.312	0.378
軸力比 $N/N_Y$		0.081	0.111	0.087	0.081
免震支承 1 個の鉛プラグの全面積 $A_p$	m <sup>2</sup>	5.024	3.847	5.024	5.024
免震支承 1 個の外形面積 $A_r$	m <sup>2</sup>	0.25	0.25	0.25	0.25
免震支承 1 個の純面積 $A_R$	m <sup>2</sup>	0.245	0.246	0.245	0.245
ゴム支承の厚さ $\sum t_e$	m	0.15	0.15	0.15	0.15
ゴム支承の最大圧縮応力 $R_{max}/A_R$	N/mm <sup>2</sup>	2.70	5.43	3.81	2.70
免震支承の設計変位 $u_B$	m	0.032	0.02	0.03	0.032
免震支承 1 個の最大せん断力 $F$	kN	168.6	132.3	253.7	168.6
免震支承 1 個の降伏荷重 $Q_d$	kN	94.18	94.18	167.4	94.18
免震支承 1 個の等価剛性 $K_B$	MN/m	5.268	6.613	8.458	5.268
免震支承 1 個の 1 次剛性 $K_1$	MN/m	15.12	12.39	18.71	15.12
免震支承 1 個の 2 次剛性 $K_2$	MN/m	2.323	1.901	2.881	2.323
照査式 (3) の値		0.508	0.536	0.577	0.508

設計水平震度  $h_k=0.2$ , 固有周期  $T=1.084$  秒 (式 (6))

を算定する.

$$u_{Be} = 0.7u_B \quad (12)$$

$$\gamma = u_{Be} / \sum t_e \quad (13)$$

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (14)$$

ここに,  $G$  はゴムのせん断弾性係数 ( $0.98\text{N/mm}^2$ ),  $q$  は鉛プラグの最大せん断応力であり, せん断ひずみの大きさに応じて決定される. 以上に求められた諸量に基づいて, 図-4 に示される免震支承の等価剛性  $K_B$ , 免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の 1 次剛性  $K_1$  および 2 次剛性  $K_2$ , 降伏せん断力  $Q_d$  が以下の式を用いて求められる.

$$K_B = F/u_{Be} \quad (15)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (16)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (17)$$

$$K_2 = (F - Q_d)/u_{Be} \quad (18)$$

ここに,  $q_0$  は免震支承の降伏せん断力時の鉛プラグの降伏せん断応力 ( $8.33\text{N/mm}^2$ ) である.

### 3. 橋の固有周期の算出

上述のように, 免震支承の等価剛性  $K_B$  が求まっ

たので, これを式 (5) の水平反力分散型ゴム支承のばね定数  $k_{bi}$  と置き換えれば, 橋脚と免震支承の合成ばね定数  $k_{gi}$  は, 水平反力分散支承の場合と同様に求められる. したがって, 式 (6) により高架橋システムの固有周期  $T$  が算定される.

### 4. 震度法に用いる設計水平震度の算出

上に求められた固有周期  $T$  を用いて, 道示 V から対応する設計水平震度  $h_h$  が求められる. 上部構造の水平変位  $\delta$  および各橋脚に作用する地震力の分担  $H_i$  は, 水平反力分散支承の場合と同じく, 式 (7) および式 (8) に基づいて算定される. したがって, 各免震支承の水平変位が求まるので, これを仮定した免震支承の水平変位  $u_B$  と比較し, 両者が一致しない場合には, 免震支承の設計変位を変更し, 両者が一致するまで繰り返し計算を実施する.

### 5. 震度法による下部構造の耐震設計

上述のように, 仮定した免震支承の設計変位  $u_B$  と, 震度法において高架橋に作用する地震力により生じる支承の変位が一致した場合, 各橋脚に作用する地震力の分担  $H_i$  は式 (8) によって算定されるので, 各橋脚基部に作用する曲げモーメントは式 (9) により算定される. したがって, 各橋脚に作用す

る軸力  $N_i$  も考慮して、式 (3) によって震度法における橋脚の照査を行うことができる。

以上のような手順により設計した免震支承をもつ高架橋システムの設計例を表-3 に示す。なお、道示 V に従えば、震度法による耐震設計に加えて、地震時保有水平耐力法による耐震設計および動的解析による照査などが必要であるが、ここでは省略する。

### 3. 高架橋システムの大地震時応答性状

#### 3.1 解析条件

本研究では、上述のように設計された各タイプの支承を有する高架橋システムに橋軸方向地震動が作用する場合のみを考えるが、地震波としては耐震設計で用いた地盤種別に対応させて、I 種地盤レベル 2 のタイプ I 地震波 3 波を用いた。

鋼材の応力-ひずみ関係は移動硬化バイリニア型、ヤング係数は  $206\text{kN/mm}^2$ 、降伏応力は  $314\text{N/mm}^2$ 、降伏後のひずみ硬化域のヤング係数の勾配は 1 次勾配の 0.01 倍としている。

橋脚の要素分割数は高さ 10m の場合 10、12m の場合 12 とし、ウェブの断面分割数は 10 程度、フランジは分割していない。上部構造の要素分割数は 1 径間当たり 4 とし、断面は適当に分割している。ただし、上部構造の桁高の影響を考慮して、上部構造の節点と橋脚頂部の支承の節点間に長さ 1m のオフセット部材を配置した。なお、支承は水平、鉛直、回転のばね要素にモデル化し、その水平ばね定数で、鋼製の可動、固定支承、水平反力分散支承および免震支承を表した<sup>4)</sup>。

また、弾性状態の 1 次固有振動モードに対して減衰定数 1% 質量比例形の粘性減衰を仮定した。

#### 3.2 最大応答値の比較

以上のような条件の下に行った高架橋システムの地震応答解析結果のうち、ここでは、典型的な弾塑性応答性状を示す上部構造位置の最大応答変位に加えて、特に、図-1 に示す  $P_3$  橋脚に着目し、橋脚頂部の最大応答変位、最大水平力などの結果を相互に比較する。なお、以下では、レベル 2 タイプ I 地震波 3 波を用いた解析結果の平均値を用いて考察している。

まず、図-5 は、支承のタイプごとに、上部構造位置および橋脚頂部の最大応答変位の結果を比較したものである。縦軸は水平変位を表し、「鋼製」が鋼製の固定、可動支承を有する場合、「ゴム」が水平反力分散支承を有する場合、「免震」が免震支承を有する場合の結果である。この図から、橋脚頂部の水平変位については、「鋼製」の場合が最も大きく、免震支承の場合が最も小さくなっている。これに対して、上部構造位置の水平変

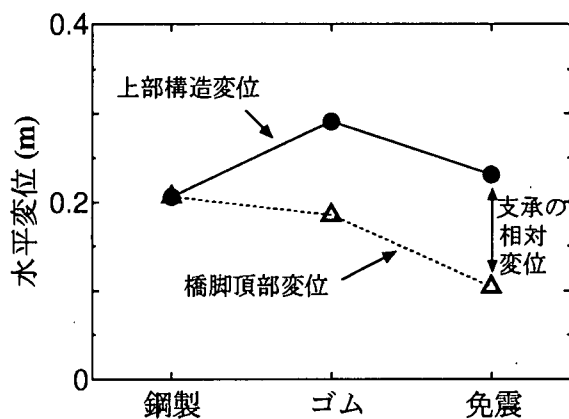


図-5 最大変位の比較

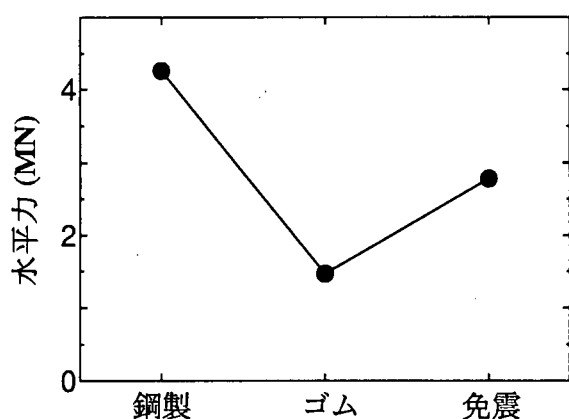


図-6 最大水平力の比較

位については、弾性時の支承のばね定数が最も小さい「ゴム」の場合に最大変位が最も大きくなっている。また、上部構造変位と橋脚頂部変位の差は支承の相対変位を表すことになるが、「ゴム」と「免震」の場合の支承の相対変位は同程度で、10cm 以上の相対変位が生じていることがわかる。次に、図-6 に示す橋脚頂部の最大水平力に着目すると、橋脚の断面 2 次モーメントの大きさが、「鋼製」、「免震」、「ゴム」の順番になっていることから、橋脚頂部の最大水平力もそれに対応した結果となっている。

一方、橋脚頂部の最大変位をそれぞれの橋脚の降伏水平変位で無次元化した塑性率で比較したものが図-7 であり、縦軸が塑性率を表している。この図から、塑性率で比較しても、「鋼製」の場合に塑性率が最も大きく、また、「ゴム」の場合においても、橋脚は塑性率で 2.5 程度の塑性化を生じていることがわかる。しかし、やはり「免震」の場合には塑性率が最も小さい。さらに、橋脚頂部の最大水平力をそれぞれの橋脚の降伏水平力で無次元化した結果の比較を図-8 に示す。この図から、「鋼製」の場合よりも塑性率が小さい「ゴム」の場合に、降伏水平力で無次元化した水平力の値が大きい結果となっていることがわかる。これは、振動モー

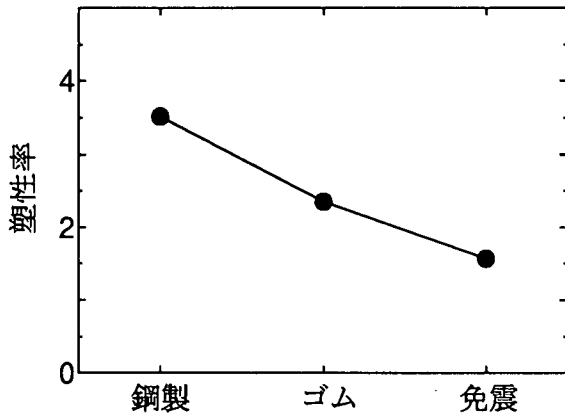


図-7 塑性率の比較

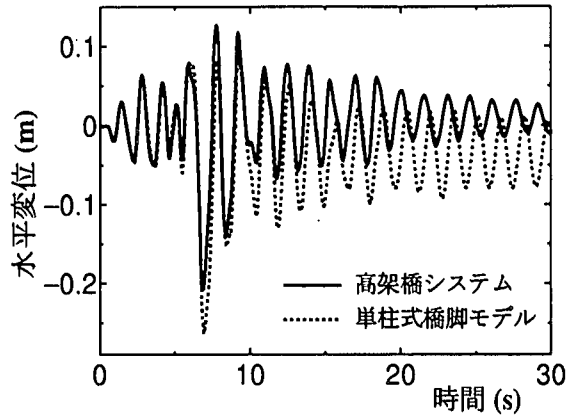


図-10-a 橋脚頂部の水平変位時刻歴

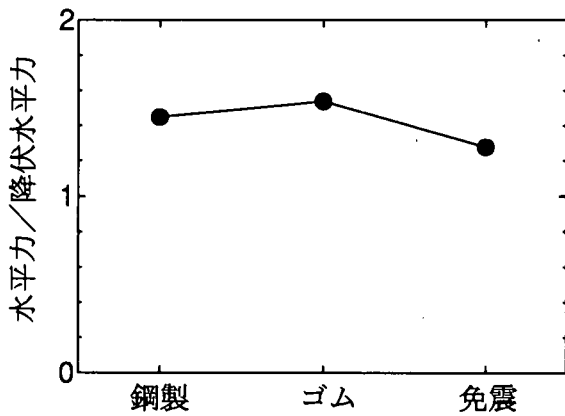


図-8 無次元化水平力の比較

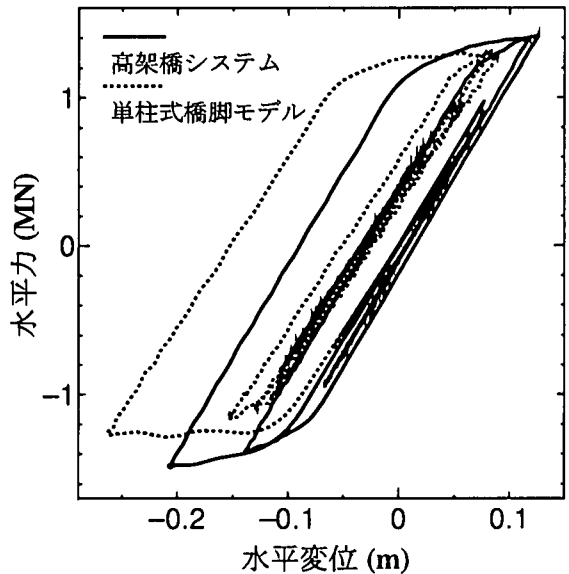


図-10-b 橋脚頂部の水平力-水平変位関係

図-10  $P_3$  橋脚の時刻歴応答の比較

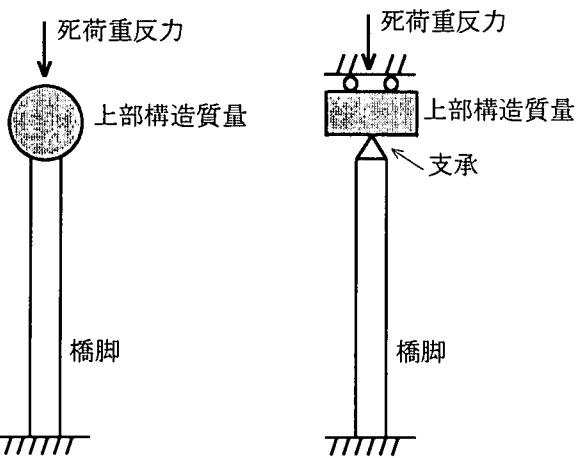


図-9-a 鋼製の固定支承 図-9-b 水平反力分散支承, 免震支承の場合

図-9 単柱式橋脚へのモデル化

ド形の変化など高架橋システムとしての複雑な弾塑性挙動によるものと考えられる。

なお、水平反力分散支承および免震支承を有する場合の、支承の最大せん断ひずみは、それぞれ、151%および85%であり、許容値の250%より十分小さい結果となっている。

### 3.3 単柱式橋脚との比較

ここで、設計例として用いた鋼製の固定、可動支承、水平反力分散型のゴム支承および免震支承を有する高架橋システムの  $P_3$  橋脚とそれが支持する上部構造部分を図-9に示すように単柱式橋脚としてモデル化し、その橋脚頂部の水平変位、水平力などを高架橋システムの解析から得られた対応する結果と比較する。

まず、鋼製の固定支承を有する場合には、図-9-aに示すように、死荷重反力と、分担すべき慣性力に対応した質量を頂部に有する単柱式橋脚にモデル化した。一方、水平反力分散支承および免震支承を有する場合には、図-9-bに示すように、死荷重反力と分担慣性力に対応した質量を支承の上に有し、上部構造の拘束の影響を表すために、その上部構造位置の要素の回転を拘束した単柱式橋脚にモデル化した。なお、鋼製の可動、固定支承を有する場合には、式(7)によって算定される  $P_2$ ,  $P_3$  橋脚の水平ばね定数に基づいて、分担する上部

構造の質量が求められる。これに対して、水平反力分散支承および免震支承を有する場合には、表-2、表-3に示される橋脚のばね定数と支承のばね定数の合成ばね定数に応じて分担する上部構造の質量が求められる。

図-10は高架橋システムと単柱式橋脚モデルにおける $P_3$ 橋脚の時刻歴応答曲線の比較の例を、水平反力分散支承を有する場合について示している。図-10-aは橋脚頂部の水平変位時刻歴を、図-10-bは橋脚頂部の水平力と水平変位との関係を示している。橋脚頂部の水平変位時刻歴については、最大変位を示した時刻以降、両者のモデルによる結果に差異が生じていることがわかる。一方、橋脚頂部の水平力と水平変位との関係については、水平変位の最大値や水平力の最大値が大きく異なっていることがわかる。このような時刻歴応答曲線の差異を、以下では、着目応答の最大値のみを比較することによって考察する。

図-11-aは、単柱式橋脚モデルの解析から得られた橋脚頂部および上部構造の最大変位を、高架橋システムの対応する結果で無次元化した水平変位の比を縦軸に表したものである。この図から、「鋼製」の場合には、高架橋システムの結果と単柱式橋脚モデルの結果がほぼ一致しているが、「ゴム」および「免震」の場合には、単柱式橋脚モデルの場合の結果と高架橋システムの結果が一致しておらず、「免震」の場合には、最大で50%程度差異のあることがわかる。一方、 $P_3$ 橋脚頂部の最大水平力の比較を図-11-bに示す。図-11-aに示した最大変位では「ゴム」の場合に、単柱式橋脚モデルの結果が、高架橋システムの結果よりも大きいにもかかわらず、橋脚頂部の最大水平力は逆に小さくなっていることがわかる。このことは、高架橋システムでは、「ゴム」の場合に、隣り合った橋脚との間で地震力の分担が行われるので、これを単柱式橋脚にモデル化することが難しいことを表している。

### 3.4 おわりに

本研究では、震度法に基づいて耐震設計した連続形式の上部構造を有する高架橋システムについて、まず、鋼製橋脚および支承の設計手順の概略を説明し、その設計例を示した。次に、設計した各タイプの支承を有する高架橋システムに大地震が作用した場合の弾塑性地震応答性状を、数値解析法により検討し、橋脚に生じる最大変位、最大水平力などを相互に比較検討した。その結果、経済性についての議論を別にすると、上部構造の最大変位や橋脚の挙動など耐震性の観点からは、免震支承を有する高架橋システムの合理性が改めて確認された。ただし、水平反力分散支承あるいは免震支

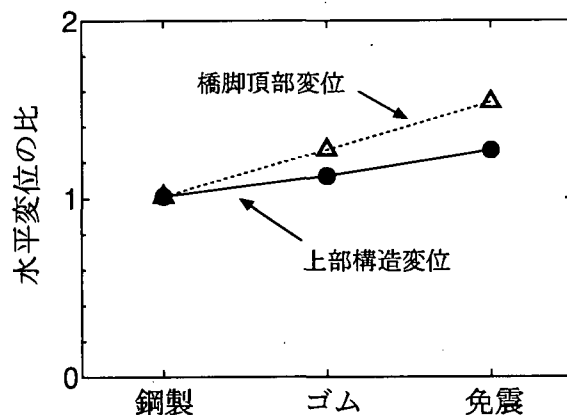


図-11-a 水平変位の比較

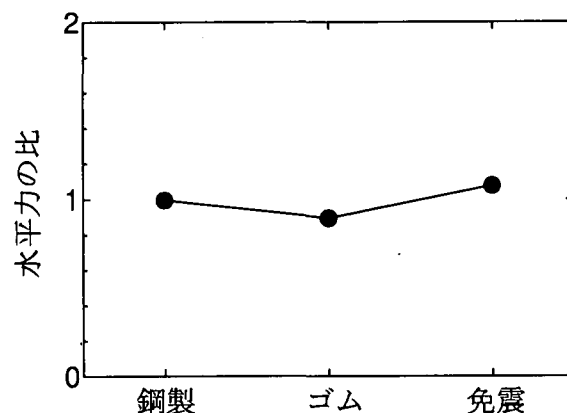


図-11-b 水平力の比較

図-11 単柱式橋脚との比較

承を有する高架橋システムでは、1本の橋脚とそれを支持する上部構造部分を単柱式橋脚にモデル化して、その弾塑性地震応答性状を推定することは難しいことが確認された。

最後に、本研究の一部は(社)鋼材倶楽部および平成8~10年度の科学研究費補助金(代表:宇佐美勉名古屋大学大学院教授)からの補助を受けて実施されたことを付記し、関係各位に謝意を表する。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 1991.7.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12.
- 3) 土木研究センター: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 建設省, 1992.12.
- 4) 中島章典, 大嶽敦郎, 安波博道: 上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究, 鋼構造年次論文報告集第4巻, pp.9-16, 1996.11.

(1999年11月19日受付)

# DYNAMIC RESPONSE BEHAVIOR OF VIADUCT SYSTEM DESIGNED BY SEISMIC COEFFICIENT METHOD UNDER SEVERE EARTHQUAKE MOTION

Akinori NAKAJIMA, Yasuhiro Shoji and Isao SAIKI

A viaduct system is generally composed of a continuous super-structure, multiple piers and various bearings. In this paper, first, the outline of the design procedure and design examples are explained in designing the viaduct systems with various support condition based on seismic coefficient method. Secondly, the elasto-plastic behavior of the designed viaduct systems under severe earthquake motion is investigated by employing an elasto-plastic dynamic response analysis. Furthermore, the behavior of the viaduct system is compared with the one of the idealized cantilever column model, in order to investigate whether the cantilever column model is applicable to evaluate the elasto-plastic behavior of the viaduct system or not.