

# 水平2方向地震動を受ける鋼製橋脚の耐震安全性に関する実験的研究

党 紀<sup>1</sup>・青木 徹彦<sup>2</sup>・五十嵐 晃<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 京都大学 工学研究科 社会基盤工学専攻 研究員 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: dang.ji.5e@kyoto-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 愛知工業大学 都市環境学科 教授 (〒470-0356 愛知県豊田市八草町八千草1247)  
E-mail: Aoki@aitech.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 京都大学 工学研究科 社会基盤工学専攻 准教授 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: igarashi.akira.7m@kyoto-u.ac.jp

本研究では、水平2方向地震動を受ける鋼製橋脚の耐震安全性上の相違を検討するために、9種類の正方形補剛断面鋼製橋脚に対して、静的繰返し実験、非線形振動解析、水平1方向および水平2方向ハイブリッド実験を行った。これらの実験及び解析結果を用い、鋼製橋脚が水平2方向地震力に独立および同時作用されたときの最大耐力、応答変位を比較し、水平2方向地震動に対する鋼製橋脚の耐震安全性を検討した。水平2方向地震動を受ける鋼製橋脚は、その最大荷重が、平均的に1方向載荷時の約85%となり、応答変位は平均的に1方向載荷時の1.25倍となった。水平2方向地震動の同時作用を無視すると、橋脚耐力の過大評価、応答変位の過小評価などのことを明らかにした。

**Key Words :** steel column, pseudodynamic test, bi-lateral loading, response behavior

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、高架橋の倒壊や鋼製橋脚の損傷など、土木構造物が大きな被害を受けた。以後、耐震設計は大きく見直され、2002年に改訂された道路橋示方書<sup>1)</sup>は、性能規定型の技術基準を目指し、レベル1地震動とレベル2地震動に対する2段階の設計を定めている。

レベル2地震動に対する橋脚の耐震性能照査における非線形応答解析法や許容限界値の設定は、過去に多数行われてきた1方向載荷実験に基づき定められているものの、橋軸方向と橋軸直角方向を独立に考慮するとしており、水平2方向の地震力の同時作用は考慮しないものとしている。

水平2方向載荷された鋼製橋脚の耐震性能を明らかにするため、渡辺ら<sup>2)</sup>、後藤ら<sup>3,4)</sup>および青木ら<sup>5)</sup>は、角形鋼管、円形および正方形断面橋脚の試験体を用い、橋軸方向、傾斜角度22.5°、45°方向など、橋脚フランジの斜め方向載荷や、円形や矩形などのパターンによる静的漸増2方向載荷実験を行った結果を報告している。これらの研究によれば、2方向載荷の場合には、橋軸方向および橋軸直角方向における橋脚の最大荷重は、1方向載

荷時より大きく低下する。この荷重低下の割合は、載荷パターンにより変化することが示されている。特に円形パターンによる載荷の場合、水平2方向載荷された橋脚の最大合力と1方向載荷された橋脚の最大荷重との差は小さいものの、各方向での橋脚の最大荷重は、1方向載荷時と比較して50%まで減少する結果が得られている。

一方、永田ら<sup>6)</sup>および後藤ら<sup>7)</sup>は、道路橋示方書レベル2タイプIIのI種地盤用スペクトルに適合する標準波を使用して、1方向載荷および2方向載荷によるハイブリッド応答実験を行った。それぞれ角型鋼管と円形鋼製橋脚を用いたこれらの実験においては、2方向載荷時の橋脚の応答変位は1方向載荷時より小さくなる結果が得られている。

その後、党ら<sup>8)</sup>は、正方形断面鋼製橋脚に対する同様の2方向載荷によるハイブリッド実験を、道路橋示方書の他の規定スペクトル(I種~III種地盤)に対応する標準波を入力として実施し、1方向載荷によるハイブリッド実験による応答との比較を行っている。その結果、1方向載荷と2方向載荷による鋼製橋脚の間の応答変位の相違は、地震波の特性に大きく影響されることを明らかにした。1方向載荷による橋脚応答は、必ずしも2方向載荷時の応答より小さいとは言えないが、水平2方向地震

波の同時作用を無視して1方向入力にのみ基づいて耐震性を評価した場合、橋脚には想定以上の損傷が生じる可能性があることを示している。

以上のことから、水平2方向地震動の作用を受ける鋼製橋脚の耐震性能は、現行の道路橋示方書の耐震設計における照査で仮定されている1方向載荷に基づく方法での評価とは異なるものと考えられる。既存の多数の鋼製橋脚の大地震時の耐震安全性を適切に確保するという観点から、水平2方向地震動の作用を受ける橋脚の地震応答、耐荷力など、耐震性能の低下を定量的に明らかにすることが重要であると言える。

本研究では、上部構造質量が異なる4グループの想定橋梁に対して、水平2方向載荷ハイブリッド実験、および1方向ハイブリッド実験を行い、2方向載荷時の鋼製橋脚の耐力低下、応答増大などの現象に着目し、1方向非線形地震応答解析<sup>9),10)</sup>を援用しながら、その影響要因を調べ、現行設計法により設計された橋脚の水平2方向地震動入力に対する耐震安全性に関する検討を行った。

## 2. 実験計画

本研究で行うハイブリッド実験および数値解析では、水平2方向地震動作用を受ける鋼製橋脚の耐震安全性を検討するため、橋梁全体系を水平2方向自由度を持つ1質点系と仮定し、橋梁モデルは上部構造に対する集中質

点と下部の単柱式橋脚で構成されるものとした。

下部構造の橋脚の模型として、図-1, 2に示すように、幅厚比パラメータ $R_F$ を変えた3種類の供試体を作成した。供試体の縮尺は実物の1/4であり、相似率は $S=4$ としている。

### (1) 実験供試体

本研究の実験で用いる供試体は、材質 SM490、板厚 6mm、板幅 450mm×450mm の正方形補剛型断面であり、断面を構成する各面を2本のリブ(6×55mm)で補剛している。高さ方向にそれぞれ 450mm, 225mm および 150mm の間隔で配置されたダイアフラムで補剛された3種類の供試体計 19 本を作製した。以下では、これらのタイプの供試体をそれぞれ D450, D225 および D150 と呼ぶ。各タイプの供試体の側面図を図-1(a)-(c)に、断面図を図-2に、寸法および各パラメータを表-1に示す。なお、幅厚比パラメータ $R_R$ ,  $R_F$ , 細長比パラメータ $\lambda$ は式(1)-(4)により与えられる<sup>10)11)</sup>。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (2)$$

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} \quad (3)$$

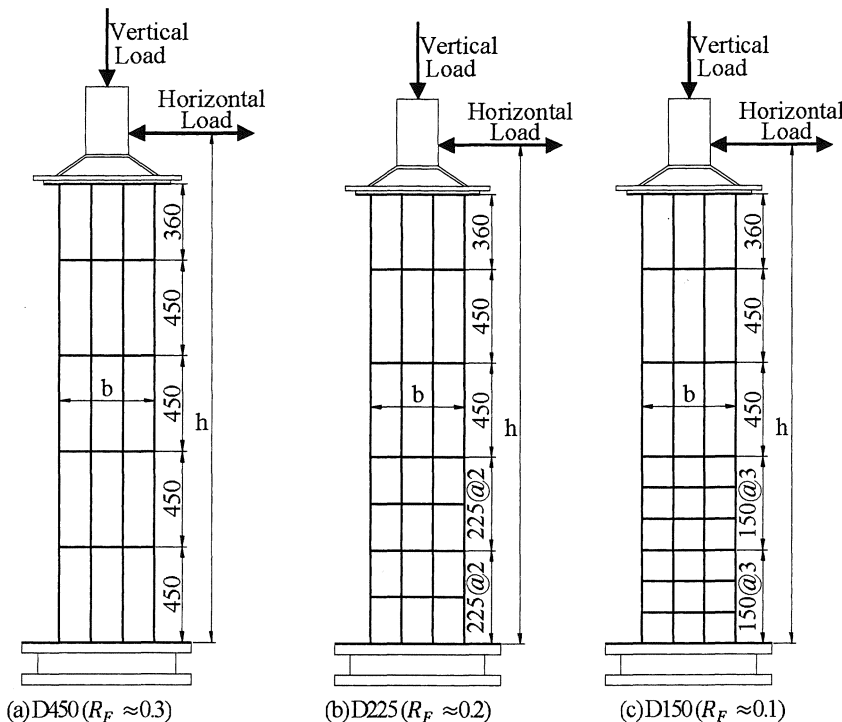


図-1 各供試体の側面図

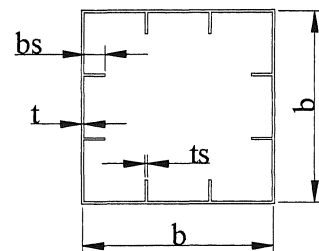


図-2 各供試体の共通断面

$$\lambda = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

ここに、 $\alpha$ は補剛板の縦横寸法比であり、3種類の供試体に対してそれぞれ $\alpha=1$  (D450),  $0.5$  (D225),  $0.33$  (D150)である。また、 $\gamma_l$ :縦方向補剛材の剛比、 $\delta_l$ :縦方向補剛材1個の断面積比、 $b$ :板幅、 $t$ :板厚、 $\sigma_y$ :フランジ板パネルの降伏応力、 $E$ :弾性係数、 $\nu$ :ポアソン比、 $n$ :補剛板のサブパネル数、 $r$ :断面2次半径、 $h$ :供試体の基部から載荷点までの高さ、 $k_R$ :座屈係数(= $4r^2$ )、 $k_F$ :座屈係数(式(3))である。

各供試体を構成する鋼材の素材引張実験の結果を表-2に示す。D450、D225およびD150型の供試体は別個に作製されたものであり、素材引張実験の結果にも多少の差がみられた。

(2) 検討対象の橋梁モデル

本研究では、4グループ合計9ケースの橋梁モデルに対して、水平2方向ハイブリッド実験を実施する。

橋脚実験の供試体、上部構造質量、軸力比および地盤種類などの設定は表-3にまとめている。表中の橋梁モデルの記号について、先頭の記号がRのケースは文献8)で行った実験を表し、A、B、C、Dのケースは本研究におけるグループAからDまでの実験を表す。次の2桁の数字は、実験供試体の幅厚比パラメータ $R_F$ の区別を表す。括弧の中の1~3の数字は、橋脚の地盤種別(I種地盤、II種地盤あるいはIII種地盤)を表し、最後の2桁では、1次設計安全率(10倍した数値)を表している。

a) グループA:

文献8)では、幅厚比パラメータ $R_F=0.184$ のD225タイプの供試体を用いた橋梁モデルに対して、1方向載荷および2方向載荷ハイブリッド実験を実施したが、グループAの橋梁モデルは、同じ断面を有しダイアフラム間隔を変えたD450タイプとD150タイプの供試体を用いる。D450とD150タイプの供試体の幅厚比パラメータ $R_F$ は、表-1に示すように、それぞれ0.336と0.113である。

また、橋脚の上部構造質量 $m$ の設定は、文献8)と同様に、経験的に軸力比 $P/P_y=0.15$ とするように定める。

ここで、 $P$ は橋脚上部構造質量 $m$ により生じる橋脚の軸力、すなわち

$$P = mg \quad (5)$$

であり、 $g=9.8\text{m/s}^2$ は重力加速度である。橋脚供試体の全断面降伏軸力 $P_y$ (=4320 kN)は、橋脚断面積 $A$ (=13300 $\text{mm}^2$ )およびSM490鋼材の降伏応力の公称値

表-1 供試体寸法および各パラメータ

供試体	D450	D225	D150
鋼種	SM490		
板幅 $b$ (mm)	450		
板厚 $T$ (mm)	6		
リブ幅 $b_s$ (mm)	55		
ダイアフラム間隔 $D$ (mm)	450	225	150
リブ板厚 $t_s$ (mm)	6		
供試体有効高さ $h$ (mm)	2400		
断面積 $A$ ( $\text{mm}^2$ )	13300		
断面2次モーメント $I$ ( $\text{mm}^4$ )	4.063 $\times 10^8$		
幅厚比パラメータ $R_R$	0.517		
幅厚比パラメータ $R_F$	0.336	0.170	0.113
細長比パラメータ $\lambda$	0.397		
補剛材細長比パラメータ $\lambda_s$	0.368	0.184	0.123
補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$	2.5	10.5	26.7

表-2 素材引張実験の結果

供試体	$\epsilon_y$ 10 <sup>-6</sup>	$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	$E$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_u$ N/mm <sup>2</sup>
D450	1961	415	2.25 $\times 10^5$	568
D225	2011	409	1.98 $\times 10^5$	546
D150	1858	384	2.07 $\times 10^5$	505

$\sigma_y$ (=325MPa)を用いて算出されている。なお、相似率( $S^2=16$ )により、想定橋梁の全断面降伏軸力 $P_y$ (=69120 kN)を算出している。

b) グループB

グループBの橋梁モデルは、D225タイプの橋脚供試体を用いる。その上部構造質量 $m$ は、次式で算出された軸力 $P$ を用い、上式(5)を満たすように定める。

$$\nu(P/P_y + M_0/M_y)=1 \quad (6)$$

ここに、 $\nu$ (=1.14)は、橋脚の耐震設計における1次設計時の安全率である。 $M_0$ は地震荷重による基部モーメントであり、次式により計算される。

$$M_0 = k_h h P \quad (7)$$

ただし、 $k_h$ はレベル1の地震動に対する設計水平震度である。設計震度 $k_h$ は、地盤種および構造物の固有周期によって変わるが、本研究で想定する橋梁モデルの固有周期に対して、I種、II種およびIII種地盤の場合、それぞれ $k_h=0.20g$ ,  $0.25g$ ,  $0.30g$ となっている。 $M_y$ は、軸力のない場合の橋脚の降伏曲げモーメントであり、橋脚の構成断面および使用鋼材SM490の公称値により

$M_y=7.49 \times 10^5(\text{kN} \cdot \text{mm})$ と算出されている。

グループ B では、3種類の地盤において、それぞれの上部構造質量の値を算出し、3つの橋梁を検討対象とする。

c) グループ C

グループ C の橋梁モデルは、D450 タイプの橋脚供試体を用い、I種、II種、III種地盤におけるレベル2タイプIIの地震動に対し、非線形応答解析による耐震照査で上部構造質量を定める。この際の決定基準は、橋脚が耐震性能 2、すなわち橋脚の地震応答が最大荷重時の変位  $\delta_m$ (約  $2.92\delta_0$ )を超えないことおよび残留変位が  $h/300$  を超えないこととしている。具体的に、3種類の地盤における橋梁モデルは、それぞれの標準波を用い、後述する曲線近似復元力モデルを用いた非線形地震応答解析を行い、得られた3つの最大応答変位の平均値が橋脚の最大荷重時の変位  $\delta_m$ 以下、3つの残留変位の最大値が  $h/300$  以下に抑えられるように上部構造質量を調整した。このように得られた上部構造質量  $m$ 、軸力比  $P/P_y$  および式(6)に対応した1次設計の安全率  $\nu$  を表-3に示す。

d) グループ D

グループ D の橋梁モデルは、D225 タイプの供試体1つを用いる。地盤種別をIII種地盤と想定し、グループ C と同様にレベル2タイプ2地震に対する耐震照査を行い、要求性能は耐震性能3を満たし、橋脚の応答変位が最大荷重から95%まで耐力低下した変位  $\delta_{95}$  を超えないことおよび残留変位が  $h/100$  を基準として、上部構造質量  $m$  を定めた。このグループでは、2方向ハイブリッド実験1ケースのみを実施した。想定橋脚モデルの諸元を表-3に示す。

(3) 静的繰返し実験

文献8)では、上述のD225タイプ ( $R_F=0.170$ ) の供試

体に対し、一定鉛直荷重(軸力比  $P/P_y=0.15$ )を与えながら、2体の水平1方向繰返し実験を行った。本研究では、これらの実験データを利用するほか、D450 ( $R_F=0.336$ ) および D150 ( $R_F=0.113$ ) タイプの供試体に対し、軸力比  $P/P_y=0.15$  の1方向静的繰返し実験を各2回行う。また、橋脚に異なる軸力が作用する時の履歴特性を求めするため、D450 タイプの供試体に対する軸力比  $P/P_y=0.1$  の静的繰返し載荷実験1ケース、D225 タイプの供試体に対する軸力比  $P/P_y=0.2$  の静的繰返し載荷実験1ケースを追加した。

供試体の降伏変位  $\delta_0$  は、供試体基部のひずみが材料の引張実験で得られた降伏ひずみ  $\epsilon_y$  に達したときの変位として定め、その時の水平荷重を降伏荷重  $H_0$  とした。各静的繰返し実験の載荷パターンは、基本的に、 $\pm 0.5\delta_0$ ,  $\pm \delta_0$  (3回),  $\pm 1.5\delta_0$ ,  $\pm 2\delta_0$  (3回) ... と与え、最大荷重後の各ステップの変位を  $\pm \delta_0$  づつ漸増させるものとする。

(4) ハイブリッド実験

a) 実験方法

本研究における1方向および2方向載荷ハイブリッド応答実験では、愛知工業大学耐震実験センターにある3次元載荷システムを用い、3次元載荷における変位および荷重の載荷誤差<sup>14)</sup>を考慮されており、変位制御および荷重計測において補正計算を行う。この載荷システムおよび補正計算の詳細について文献8)を参照されたい。

ハイブリッド実験の解析に用いる実橋脚の質量  $m$ 、1方向載荷の際の初期剛性  $k_0$ 、減衰係数  $c$ 、弾性固有周期などの値は、1方向静的繰返し実験に基づき、 $m=1058(t)$ ,  $k_0=64(\text{kN/mm})$ ,  $T=0.807(\text{秒})$  とした。減衰係数  $c$  は、減衰定数  $h=0.05$  を用い、 $c=2h\sqrt{k_0 m}$  より、 $c=0.823$  を得た。

ハイブリッド実験では一般に実橋脚を相似率  $S$  倍に縮

表-3 想定橋脚モデル

No.	記号	Group	供試体	$R_F$	$P/P_y$	安全率	$M(t)$	$T(\text{Sec})$	想定地盤種別	入力地震波	1方向実験の有無
1	R17(1)15	文献(8)	D225	0.169	0.15	1.49	1058	0.81	I	JMA	有り
2	R17(2)12				0.15	1.24			II	JRT	
3	R17(3)11				0.15	1.07			III	PKB	
4	A34(2)12	A	D450	0.336	0.15	1.24	1058	0.81	II	JRT	無し
5	A11(2)12		D150	0.113	0.15	1.24			II	JRT	
6	B17(1)11	B	D225	0.169	0.195	1.14	1376	0.92	I	JMA	
7	B17(2)11				0.164	1.14	1157	0.84	II	JRT	
8	B17(3)11				0.141	1.14	995	0.78	III	PKB	
9	C34(1)32	C	D450	0.336	0.07	3.18	494	0.55	I	JMA	
10	C34(2)23				0.08	2.33	564	0.59	II	JRT	
11	C34(3)17				0.095	1.69	670	0.64	III	PKB	
12	D17(3)14	D	D225	0.169	0.13	1.23	917	0.75	III	PKB	

小した供試体を製作し、相似則を適用して、実橋脚の各物理量と実地震波を用い、動的解析を行う<sup>13)</sup>。動的解析では、時間刻み  $\Delta t$  ごとの逐次積分を下記の手順で行う。  
 ①時間ステップ  $n$  までの実橋脚の応答が求められているとき、 $n+1$  ステップの予測変位  $\{\delta_{n+1}\}$  を下記の式により求める。

$$\{\delta_{n+1}\} = \{\delta_n\} + \{\dot{\delta}_n\}\Delta t + 0.5\{\ddot{\delta}_n\}\Delta t^2 + \beta[\widehat{M}]^{-1}\{\hat{f}\}\Delta t^2 \quad (8a)$$

$$[\widehat{M}] = [M] + 0.5[C]\Delta t + \beta[K]\Delta t^2 \quad (8b)$$

$$\{\hat{f}\} = [M]\{\Delta\ddot{g}_{n+1}\} - \Delta t([C] + 0.5\Delta t[K])\{\dot{\delta}_n\} - \Delta t[K]\{\delta_n\} \quad (8c)$$

ここで、 $[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix}$ ,  $[K] = \begin{bmatrix} k_0 & 0 \\ 0 & k_0 \end{bmatrix}$ ,  $[C] = \begin{bmatrix} c & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix}$ ,  $\{\delta_{n+1}\} = \begin{Bmatrix} \delta_{x,n+1} \\ \delta_{y,n+1} \end{Bmatrix}$ ,  $\{\Delta\ddot{g}_{n+1}\} = \begin{Bmatrix} \Delta\ddot{g}_{x,n+1} \\ \Delta\ddot{g}_{y,n+1} \end{Bmatrix}$ ,  $\{\delta_n\} = \begin{Bmatrix} \delta_{x,n} \\ \delta_{y,n} \end{Bmatrix}$ ,  $\{\dot{\delta}_n\} = \begin{Bmatrix} \dot{\delta}_{x,n} \\ \dot{\delta}_{y,n} \end{Bmatrix}$ ,  $\{\ddot{\delta}_n\} = \begin{Bmatrix} \ddot{\delta}_{x,n} \\ \ddot{\delta}_{y,n} \end{Bmatrix}$  である。

また、 $\delta, \dot{\delta}, \ddot{\delta}$  はそれぞれ応答変位、速度、加速度を表し、 $\Delta\ddot{g}_{n+1}$  は  $n+1$  ステップの地震加速度増分である。添字  $n$  と  $n+1$  で  $n$  と  $n+1$  ステップの値を表記し、 $x$  と  $y$  で  $X$  方向および  $Y$  方向の値を表記する。積分パラメータ  $\beta$  は  $1/6$  と与えて、線形加速度増分法で積分する。

② $\{\delta_{n+1}\}$  を  $S$  倍縮小して供試体に与える。各アクチュエータに付けているロードセル（荷重計）で計測した荷重値から補正し<sup>8)</sup>、これを  $S^2$  倍した非線形的な水平力復元力  $\{R_{n+1}\}$  を求め、復元力増分の修正項  $\{\Delta R_c\}$  を下記の式で算出する。

$$\{\Delta R_c\} = \{R_{n+1}\} - \{R_n\} - k_1(\{\delta_{n+1}\} - \{\delta_n\}) \quad (9)$$

③復元力増分の修正項  $\{\Delta R_c\}$  を下記の式に代入し、応答を修正する。

$$\{\delta_{n+1}\} = \{\delta_{n+1}\} - \beta[\widehat{M}]^{-1}\{\Delta R_c\}\Delta t^2 \quad (10a)$$

$$\{\dot{\delta}_{n+1}\} = \{\dot{\delta}_n\} + 0.5(\{\ddot{\delta}_n\} + \{\ddot{\delta}_{n+1}\})\Delta t \quad (10b)$$

$$\{\delta_{n+1}\} = \{\delta_n\} + [\widehat{M}]^{-1}(\{\hat{f}\} - \{\Delta R_c\}) \quad (10c)$$

④ $\{\delta_{n+1}\}$  と  $\{\delta_n\}$  の差大きい時に、 $\{\delta_{n+1}\}$  を予測値として  $\{\delta_{n+1}\}$  とし、ステップ②に戻って繰り返し修正計算を行う。その差が十分小さくなるまで、次のステップの計算を行う。

**b) 入力地震波**

ハイブリッド実験の入力地震波として、1995年兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台地盤上(I種地盤)の地震波(以下、JMAと呼ぶ)、JR西日本鷹取構内地盤上(II種地盤)の地震波(以下、JRTと呼ぶ)、およびポートアイランド内地盤上(III種地盤)の地震波(以下、PKBと呼ぶ)<sup>15)</sup>を用いた。

**c) 実験計画**

本研究では文献8)の1方向ハイブリッド実験6ケースと2方向ハイブリッド実験3ケースで得られた結果と合わせ、本研究では、改めて1方向载荷ハイブリッド実験4ケースおよび2方向载荷ハイブリッド実験9ケースを行い、計10ケースの1方向ハイブリッド実験と12ケースの2方向ハイブリッド実験の結果を用いる。

ただし、各グループの想定橋梁モデルに対応する18ケースの1方向ハイブリッド実験をすべて実施することは困難なため、グループAの橋梁モデルに対しては1方向ハイブリッド実験を実施したが、グループB-Dの橋梁モデルに対しては、橋脚が水平1方向のみの地震波を受ける場合の地震応答を非線形地震応答解析により算出している。1方向ハイブリッド実験の実施の有無を、表-3の“1方向実験の有無”の項で示した。

**3. 静的繰返し実験の結果**

静的繰返し実験で得られた主要な結果を表-4に示す。ただし、D225, D450およびD150タイプの供試体を用いた軸力比  $P/P_y = 0.15$  の実験は各2回行っており、表中では、2回の実験結果の平均値を示している。

表中の実験記号について、RCおよびCは、それぞれ文献8)と本研究で行った静的繰返し実験を意味し、次の

表-4 静的繰返し実験の結果

実験記号	供試体タイプ	$R_F$	$P/P_y$	$\delta_0$ (mm)	$H_0$ (kN)	$K_0$ (kN/mm)	$\delta_m$ (mm)	$H_m$ (kN)
RC17-15	D225	0.169	0.15	15.0	238	15.9	38.5	408
C34-15	D450	0.336	0.15	12.4	201	16.3	42.7	344
C11-15	D150	0.113	0.15	14.8	242	16.4	36.2	390
C17-20	D225	0.169	0.2	15.0	235	15.7	37.4	382
C34-10	D450	0.336	0.1	15.0	242	16.2	37.4	372

2桁の数値は実験供試体の幅厚比パラメータ $R_F$ (100倍した整数)であり、ハイフン後の数値は供試体の軸力比(100倍した整数)を表す。

表に示すように、供試体の降伏点( $\delta_0, H_0$ )および初期剛性 $K_0$ に関しては、実験ケースによる差は小さいが、最大荷重 $H_m$ およびその時の変位 $\delta_m$ は供試体の幅厚比パラメータ $R_F$ および軸力比 $P/P_y$ により異なっている。

ただし、同じ軸力の載荷実験で、ダイアフラム間隔が短く幅厚比パラメータ $R_F$ が小さい場合、最大耐力は大きいことが一般的であるが、今回の実験結果では、幅厚比パラメータが小さい供試体 D150( $R_F=0.113$ )の最大荷重は、幅厚比パラメータが大きい供試体 D225( $R_F=0.170$ )の最大荷重より小さくなる結果が得られている。これは、ダイアフラム間隔を小さくすると、橋脚基部のダイアフラムが補剛リブに当たる拘束効果が大きくなるが、幅厚比パラメータが0.2以下の場合、この効果による最大荷重の上昇が少なくなり、ダイアフラムの溶接による補剛板の初期たわみと残存応力の影響が大きくなるためと考えられる。

D450およびD225タイプの供試体を用い、軸力を変えて載荷した場合、軸力が大きくなると橋脚の最大荷重が小さくなることが確認された。D450タイプの供試体に対して、軸力比を0.10から0.15に増加させると、最大荷重は382kNから344kNに8%低下した。また、D225タイプの供試体に対して、軸力比を0.15から0.20に増加させると、最大荷重は408kNから372kNに7%低下した。

#### 4. 解析手法

本研究では、グループCおよびグループDの橋梁モデルの上部構造質量を定める時、およびグループB-Dの各想定橋梁が1方向地震動作用を受ける際の応答を得る時に、以下に説明する曲線近似復元力モデル<sup>9)</sup>を用いた非線形動的応答解析を行っている。

曲線近似復元力モデルは、①図-3に示す荷重上昇域における基本曲線、②図-4に示す除荷・再加力時のサブ曲線および③図-5に示す最大荷重後の劣化曲線で構成されている。

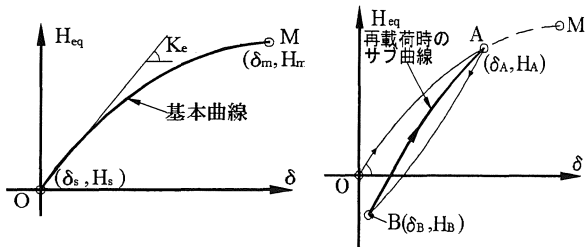


図-3 基本曲線

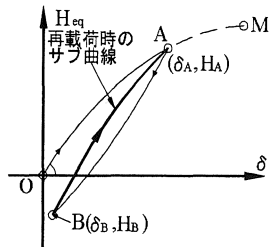


図-4 サブ曲線

載荷開始点または荷重除荷点から最大荷重点までの復元力曲線を基本曲線と呼び、次式の3次曲線で表現する。

$$\Delta H = K_e \Delta \delta + \alpha_1 \Delta \delta^2 + \alpha_2 \Delta \delta^3 \quad (11a)$$

$$\Delta H = H_{eq} - H_s \quad (11b)$$

$$\Delta \delta = \delta - \delta_s \quad (11c)$$

$$H_{eq} = Hh + P\delta \quad (11d)$$

ここに、 $H_{eq}$ は等価水平力、 $K_e$ は弾性剛性、 $\Delta \delta$ と $\Delta H$ はそれぞれ曲線の始点( $\delta_s, H_s$ )を原点とする局所座標の変位と荷重値である。係数 $\alpha_1, \alpha_2$ は、始点( $\delta_s, H_s$ )、終点( $\delta_s, H_s$ )を通り、終点での勾配が0である条件より求められる。

図-4に示すように、一時的にA点からB点まで除荷し、B点で再び除荷して、A点に戻る場合、B点、A点を結ぶ再載荷曲線をサブ曲線と呼ぶ。簡単化のため、式(7a)の第1項と第2項のみを考えた下記の2次式を用いる。

$$\Delta H = K_e \Delta \delta + \alpha_1 \Delta \delta^2 \quad (12)$$

ここに、 $\Delta H = H_{eq} - H_B$ 、 $\Delta \delta = \delta - \delta_B$ であり、 $H_A, H_B$ および $\delta_A, \delta_B$ はそれぞれ、A点とB点の荷重と変位である。 $\alpha_1$ は、サブ曲線がこれら2点を通るという条件から求められる。

橋脚の応答変位が最大荷重点の変位 $\pm \delta_m$ を超えた劣化域では、橋脚の水平荷重を次式より求める。

$$|H_{eq}|/H_0 = H_{m0}/H_0 + \beta_1 \delta_p/\delta_0 + \beta_2 (\delta_p/\delta_0)^2 \quad (13)$$

ここに、 $\delta_0$ と $H_0$ はそれぞれ降伏変位と降伏荷重である。最大荷重点の変位 $\delta_m$ と荷重 $H_m$ の値は橋脚の劣化に伴い変化するが、その初期値 $\delta_{m0}$ と $H_{m0}$ および劣化パラメータ $\beta_1, \beta_2$ は静的繰返し実験の結果から最小二乗法で算

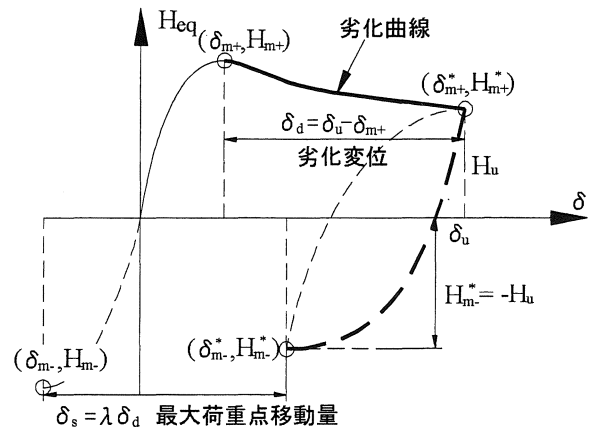


図-5 劣化曲線およびその後の最大荷重点

出する。上式中の累積劣化変位 $\delta_p$ は、劣化域において  
 載荷された変位の累積値である。

累積劣化変位 $\delta_p$ を経験した場合、弾性域の剛性 $K_e$ は  
 下式を用いて更新する。

$$K_e/K_{e0} = 1 + \gamma\delta_p/\delta_y \quad (14)$$

ここに、 $K_{e0}$ は初期弾性剛性である、剛性低下係数 $\gamma$ は、  
 静的繰返し実験結果より、履歴曲線の各サイクルの始点  
 剛性 $K_e$ と劣化変位 $\delta_p$ の関係を表し、最小 2 乗法により  
 求める。なお最大荷重点の更新など文献 10)を参照され  
 たい。

## 5. ハイブリッド実験の結果

### (1) 水平 2 方向応答変位軌跡

本研究で行った 9 ケースの水平 2 方向ハイブリッド実  
 験で得られた水平 2 方向応答軌跡、すなわち橋脚頂部の  
 X, Y 方向の応答変位 $\delta_x$ と $\delta_y$ を x-y 平面に表示したものを  
 図-6(a)-(i)の実線で示す。ただし、図中の応答変位の  
 値は橋脚の降伏変位 $\delta_0$ で無次元化されている。各図の  
 キャプションは、表-3の実験名に対応している。

また、各橋梁モデルに対して、地震波を X, Y 方向に  
 独立に入力した 1 方向ハイブリッド実験または解析で得  
 られた応答変位を x-y 平面に合成した結果は、同図の破  
 線で示されている。

これらの応答軌跡の図から分かるように、ほとんどの  
 場合、水平 2 方向地震波を同時入力したほうが橋脚の応  
 答変位が大きい。図-6(a), (b), (d)の実線で示す 2 方向  
 実験 A34(2)12, A11(2)12 および B17(2)11 では、橋脚の応

答変位が  $6\delta_0$  を超え、図中の×マークで示す位置で載荷  
 が中止され、表-3 で示す文献(8)の実験 R17(3)11 と同じ  
 ように、橋脚が倒壊すると判定した。

グループ B-D の橋脚は、同じ設計条件(地盤種類)に対  
 して異なる設計法で設計されたものであり、表-3 に示  
 すように、上部構造質量の変化により 1 次設計時の安全  
 率が変動する。これらの橋脚の応答軌跡の形状は、概ね  
 地震波種類により影響されることが観察されるが、同一  
 の地震波を入力した結果の間では、設計安全率の相違に  
 よる形状の変化が見られる。

応答軌跡の形状が円形に近い場合、1 方向載荷と 2 方  
 向載荷による応答の差は小さいが、応答軌跡の形状が細  
 長く、変位方向の偏りが大きい場合、応答の差が大き  
 くなる傾向が見られる。

### (2) 応答変位時刻歴

解析および実験で得られた 1 方向載荷と 2 方向載荷の  
 応答変位時刻歴を比較したものを図-7 に示す。同時に  
 水平 2 方向地震動を受けた橋脚の応答は、1 方向独立入  
 力の応答よりも大きいことが分かる。特に橋脚モデル  
 A34(2)12, A11(2)12 および B17(2)11 では 2 方向実験にお  
 いて橋脚の応答変位が特定の方向に漸増的に片寄り、倒  
 壊すると判定されている。

### (3) 復元力履歴

2 方向実験で得られた X 方向, Y 方向の各々の復元力  
 履歴と 1 方向実験あるいは解析で得られた結果を比較し  
 たものを図-8 に示す。これらの図から、水平 2 方向載  
 荷を受ける橋脚の復元力は、1 方向載荷時よりも大きく  
 低下していることも分かる。特に図-8(a), (b)および(d)  
 に示されたように、橋梁モデル A34(2)12, A11(2)12 およ  
 び B17(2)11 の 2 方向載荷実験では、橋脚の耐荷力がほぼ

表-5 1 方向および 2 方向載荷による最大荷重

記号	$H_{m,x}/H_0$	$H_{m,y}/H_0$	$H_{am}/H_0$	$H_{mc,x}/H_0$	$H_{mc,y}/H_0$	$H_{mr}/H_0$	$H_{mc,x}/H_{m,x}$	$H_{mc,y}/H_{m,y}$	$H_{mr}/H_{am}$
R17(1)15	1.50	1.79	1.65	1.37	1.26	1.44	0.91	0.71	0.87
R17(2)12	1.74	1.59	1.67	1.45	1.59	1.64	0.83	1.00	0.99
R17(3)11	1.58	1.52	1.55	1.39	1.06	1.49	0.88	0.70	0.96
A34(2)12	1.43	1.45	1.44	1.37	1.54	1.59	0.96	1.06	1.10
A11(2)12	1.65	1.61	1.59	1.35	1.47	1.52	0.82	0.92	0.95
B17(1)11	1.59	1.59	1.59	1.23	1.35	1.42	0.77	0.85	0.89
B17(2)11	1.66	1.66	1.66	1.23	1.37	1.42	0.74	0.83	0.86
B17(3)11	1.71	1.71	1.71	1.36	1.06	1.50	0.80	0.62	0.88
C34(1)32	1.31	1.41	1.36	1.26	1.46	1.46	0.97	1.04	1.08
C34(2)23	1.50	1.56	1.53	1.18	1.36	1.37	0.79	0.88	0.90
C34(3)17	1.42	1.40	1.41	1.28	0.94	1.36	0.90	0.67	0.96
D17(3)14	1.73	1.73	1.73	1.32	1.01	1.48	0.76	0.59	0.85

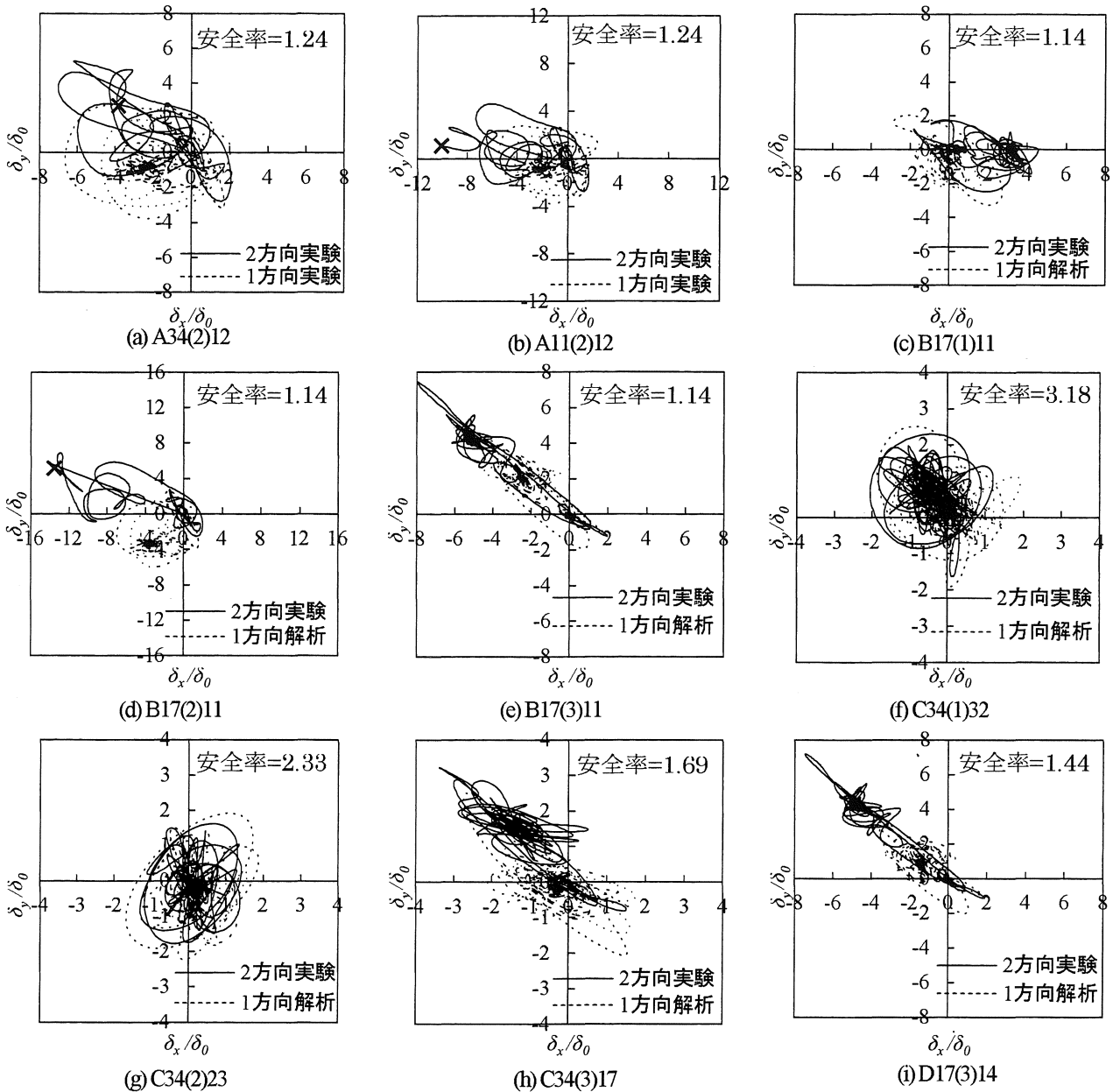


図-6 水平2方向応答軌跡

失われている。

(4) 最大荷重の低下の評価

ある地震波記録の NS と EW 方向成分を橋脚のそれぞれ X 方向と Y 方向に入力し、2 方向同時入力時、ある時刻  $i$  における橋脚の水平 2 方向荷重を  $H_{2d,x,i}$  と  $H_{2d,y,i}$  とし、1 方向独立に入力した場合、時刻  $i$  における X 方向および Y 方向に加力得られた荷重を  $H_{1d,x,i}$  と  $H_{1d,y,i}$  とする。

一般に、1 方向荷重に基づく検討に対して、橋脚の最大耐力は、それぞれ X 方向および Y 方向の荷重の最大値  $H_{m,x}$ 、 $H_{m,y}$  と意味しているが、2 方向荷重時、橋脚の最大耐力は、振動論的に、2 つの運動の自由度、すなわち、それぞれ X 方向および Y 方向における最大荷重  $H_{mc,x}$  と  $H_{mc,y}$  を検討するほか、力学的に、2 方向荷重の

合力の最大値  $H_{mr}$  を検討すべきである。

力学的の合力最大値  $H_{mr}$  で 2 方向荷重時橋脚の最大耐力を評価する場合、この  $H_{mr}$  の大きさを定量的に把握するために、ここで、2 つの 1 方向荷重時の最大荷重  $H_{mc,x}$ 、 $H_{mc,y}$  の平均  $H_{ma}$  を用いて比較を行う。

ここで最大荷重の値を下記の式により算出している。

$$H_{m,x} = \max(|H_{1d,x,i}|) \tag{15a}$$

$$H_{m,y} = \max(|H_{1d,y,i}|) \tag{15b}$$

$$H_{mc,x} = \max(|H_{2d,x,i}|) \tag{15c}$$

$$H_{mc,y} = \max(|H_{2d,y,i}|) \tag{15d}$$

$$H_{ma} = (H_{m,x} + H_{m,y})/2 \tag{15e}$$

$$H_{mr} = \max(\sqrt{H_{2d,x,i}^2 + H_{2d,y,i}^2}) \tag{15f}$$



ただし、 $\max()$ は各時間ステップ*i*に対して最大値をとる関数である。以上の最大荷重の値を表-5にまとめる。

図-9(a)に、1方向载荷実験および解析で得られた最大荷重の平均値 $H_{ma}$ を横軸、2方向実験で得られた最大合力 $H_{mr}$ を縦軸として、両者の関係を示す。

この図に示されるように、水平2方向载荷された橋脚の最大合力は1方向载荷時の最大荷重と大きな相違は

なく、平均値は1方向载荷時の最大荷重の94%である。

2方向ハイブリッド実験で得られた2方向分力の最大値 $H_{mc}$ と、これに対応する1方向実験あるいは解析に基づいて算出した最大分力 $H_m$ を比較したものを図-9(b)に示す。図に示すように、ばらつきが現れているが、2方向载荷で得られた各方向の分力最大値は、平均的に1方向载荷の84%となり、最大40%の低下が現れた。

ここで、水平2方向実験の最大合力( $H_{mr}$ )と1方向実

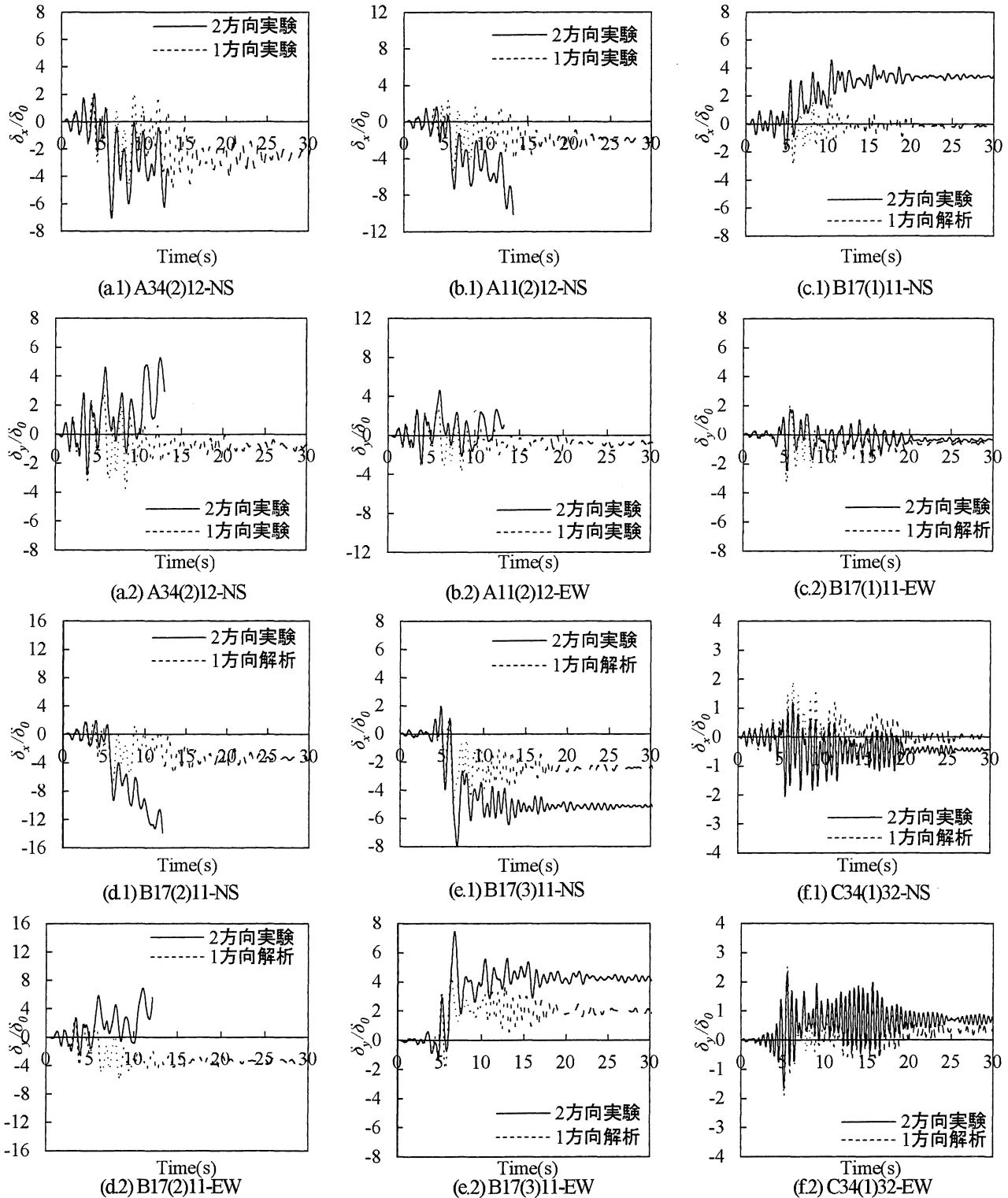


図-7 応答変位履歴

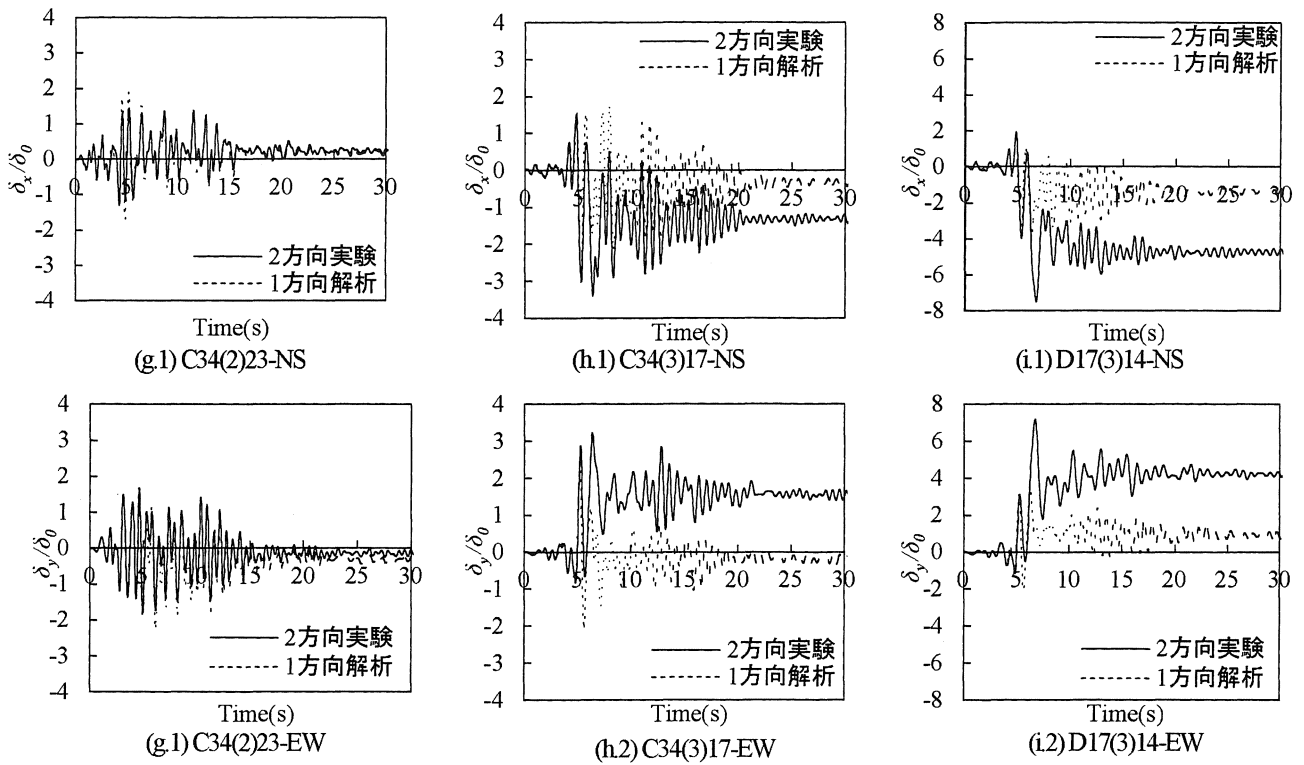


図-7 応答変位履歴(つづき)

験の最大荷重平均値( $H_{ma}$ )の比である最大合力比

$$\mu_{Hr} = H_{mr} / H_{ma} \quad (16a)$$

および水平 2 方向実験の分力最大値 $H_{mc}$ とこれに対応する 1 方向実験の最大荷重 $H_m$ の比である最大分力比

$$\mu_{Hc} = H_{mc} / H_m \quad (16b)$$

を図-10 (a), (b)に示す. 図中の横軸は, I 種地盤標準波 JMA, II 種地盤標準波 JRT および III 種地盤標準波 PKB の区別を整数 1, 2, 3 で表したもので, 縦軸は荷重低下を表す最大合力比 $\mu_{Hr}$ と最大分力比 $\mu_{Hc}$ である. 文献(8)の実験を含め, 実験と解析の結果を円形マークで

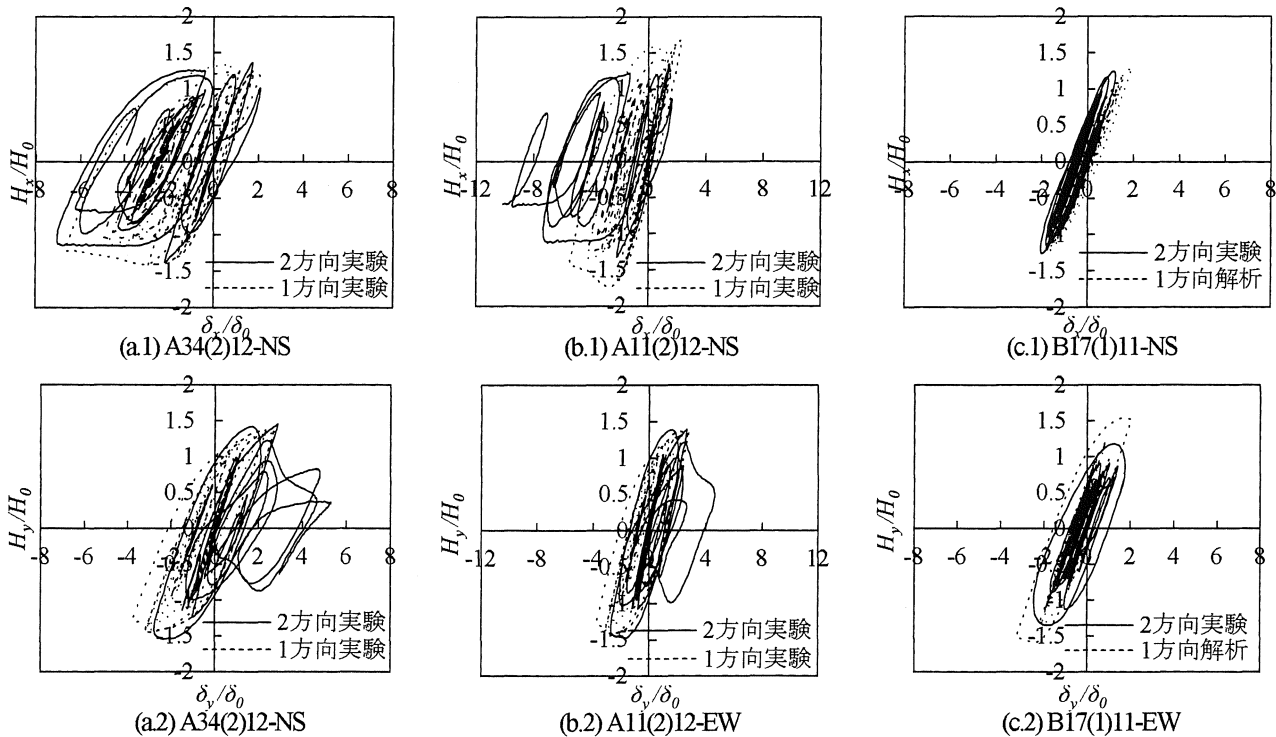


図-8 復元力履歴

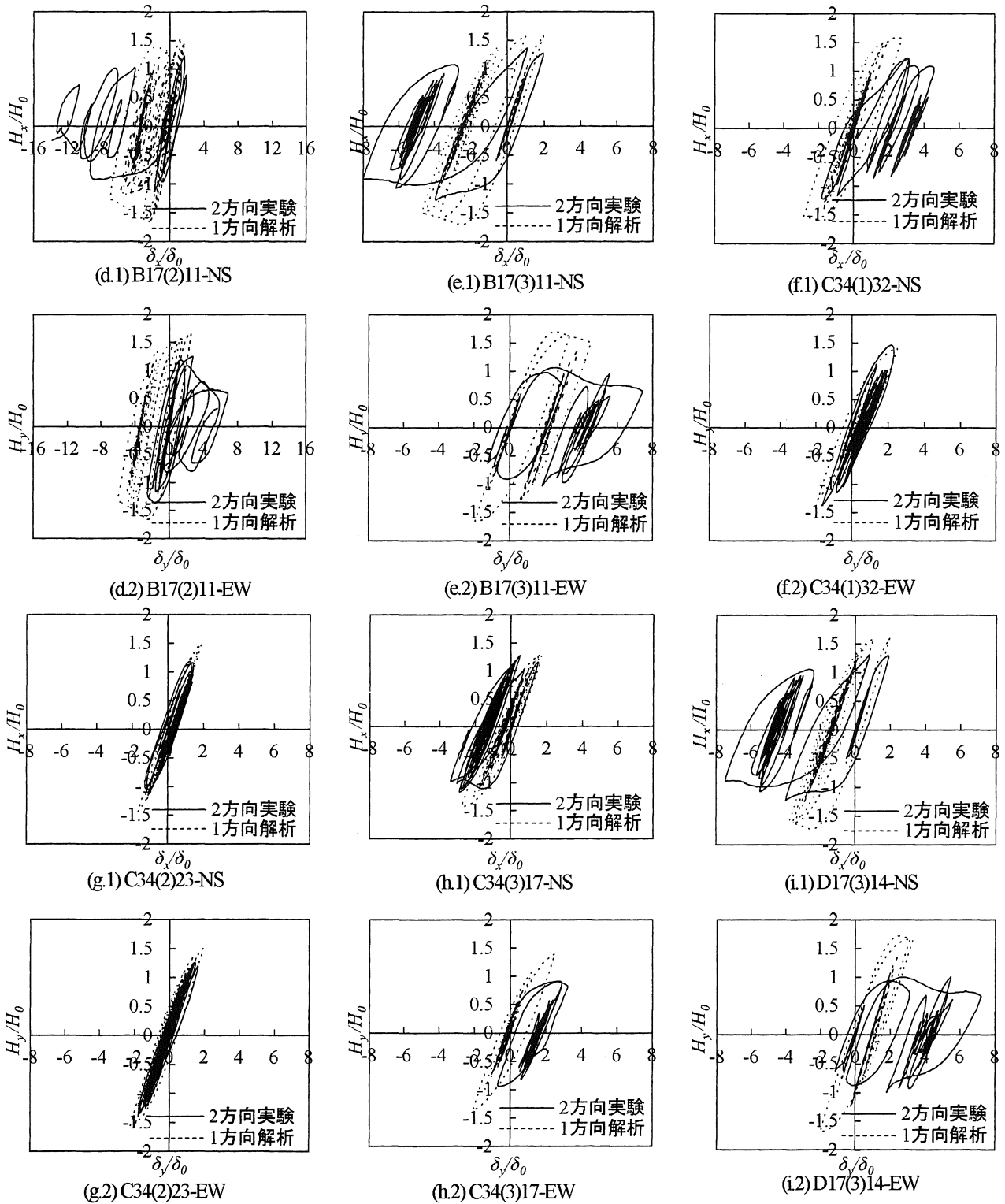


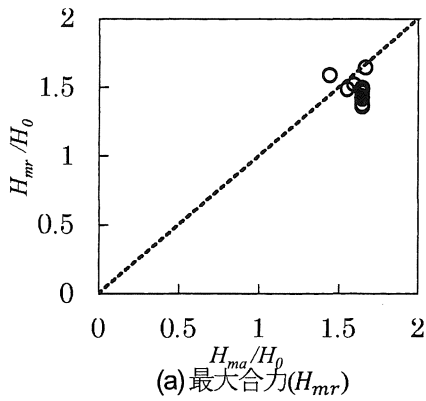
図-8 復元力履歴 (つづき)

示しているが、各地震波での平均値を太線円形マークで表示し、破線で結んでいる。

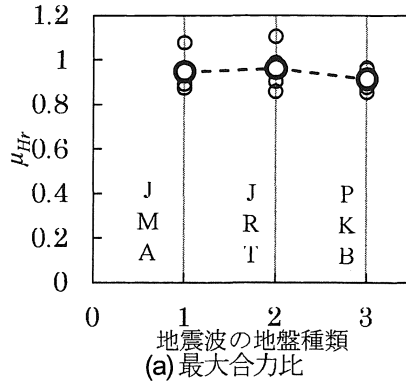
同図(a)に示されるように、1方向載荷と2方向載荷における橋脚の合力の大きさの比を示す最大合力比 $\mu_{Hr}$ は、地震波ごとの差が小さく、地震波 JMA, JRT と PKB における平均値はそれぞれ 0.95, 0.96 と 0.91 で、上述の全部ケースの平均値 94%と近い数値となっている。

1方向と2方向載荷された橋脚のそれぞれ X, Y 方向における最大荷重の比である最大分力比 $\mu_{Hc}$ については、同図(b)に示すように、3つの地震波における平均値はそれぞれ 0.87(JMA), 0.88(JRT), 0.74(PKB)であり、地震波ごとの相違が見られており、地震波 PKB を入力した場合の荷重低下が著しい。

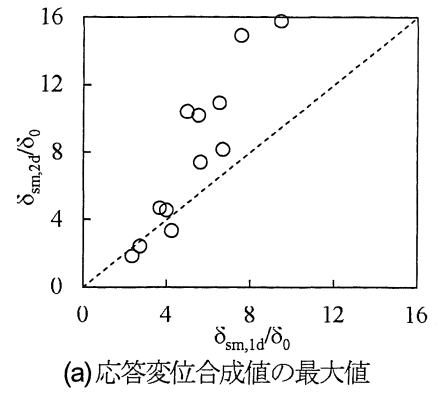
以上のように、合力最大値で比較すると、水平2方



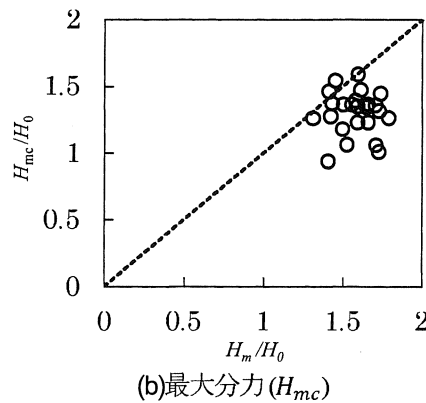
(a)最大合力( $H_{mr}$ )



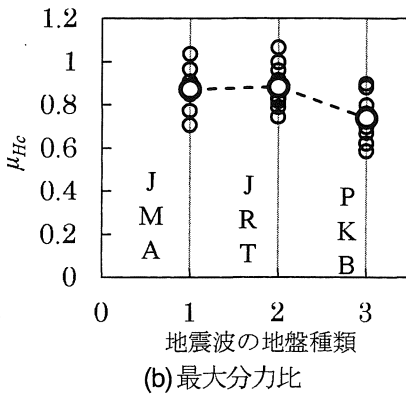
(a)最大合力比



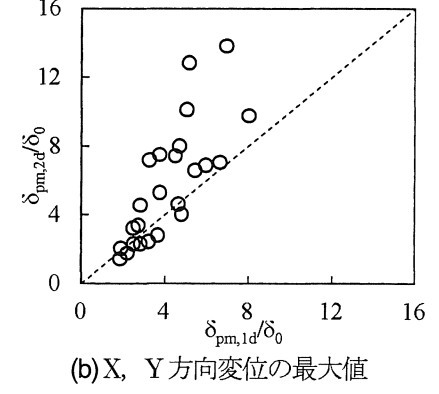
(a)応答変位合成値の最大値



(b)最大分力( $H_{mc}$ )



(b)最大分力比



(b)X, Y方向変位の最大値

図-9 最大荷重の比較

図-10 地震波ごとの最大荷重比

図-11 最大応答変位の比較

向载荷された鋼製橋脚では、1方向载荷時の最大値レベルに達したが、水平2方向における分力で比較するとそれぞれ1方向载荷時より低くなる。なお、水平分力の最大値は、入力された地震波によって、低下の程度がかなり異なることも分かった。

### (5) 最大応答変位

各実験と解析で得られた応答変位の最大値に関して、①2方向応答変位の合成値(ベクトル合成)の最大値 $\delta_{sm}$ 、すなわち応答軌跡が原点より最も離れた点の距離を次の式で定義する。

$$\delta_{sm,2d} = \max(\sqrt{\delta_{2d,x,i}^2 + \delta_{2d,y,i}^2}) \quad (17a)$$

$$\delta_{sm,1d} = \max(\sqrt{\delta_{1d,x,i}^2 + \delta_{1d,y,i}^2}) \quad (17b)$$

②X, Y方向上の成分の最大値 $\delta_{pm}$ 、すなわち水平2方向地震応答変位ベクトルのそれぞれX, Y成分の最大値を次の式で算出している。

$$\delta_{pm,2d,x} = \max(|\delta_{2d,x,i}|) \quad (17c)$$

$$\delta_{pm,2d,y} = \max(|\delta_{2d,y,i}|) \quad (17d)$$

$$\delta_{pm,1d,x} = \max(|\delta_{1d,x,i}|) \quad (17e)$$

$$\delta_{pm,1d,y} = \max(|\delta_{1d,y,i}|) \quad (17f)$$

#### a) 1方向と2方向载荷時の相違

図-11(a)では、1方向载荷および2方向载荷された橋

脚の応答変位の合成最大値 $\delta_{sm,1d}$ と $\delta_{sm,2d}$ をそれぞれ横軸と縦軸とし、1方向载荷と2方向载荷による最大応答変位の比較を示した。図-11(b)では、1方向载荷と2方向载荷における橋脚の応答変位の投影最大値 $\delta_{pm,1d,x}$ 、 $\delta_{pm,1d,y}$ と $\delta_{pm,2d,x}$ 、 $\delta_{pm,2d,y}$ を比較している。以上の応答変位の値を表-6にまとめる。

図-11に示すように、応答変位の投影最大値 $\delta_{pm}$ および合成最大値 $\delta_{sm}$ は、両方とも2方向载荷による値が大きい。2方向载荷の場合の橋脚の応答変位は、平均的に1方向载荷時の約1.4倍となっている。

そのうち、橋脚の応答変位が小さい場合は、例えば図-11(a)および(b)に1方向载荷時の最大応答変位が $4\delta_0$ より小さい域における応答結果では、1方向载荷と2方向载荷による最大応答変位の間の差が小さいが、両者とも1方向载荷における変位が大きい領域、例えば図中の $4\delta_0$ 以上の域において、差が発散的に大きくなる。

#### b) 入力地震波ごとの相違

橋脚の2方向载荷時と1方向载荷時の最大応答変位の比を最大応答変位比と定義する。水平2方向応答変位ベクトルの合成最大値 $\delta_{sm,1d}$ および $\delta_{sm,2d}$ と、成分最大値 $\delta_{pm,1d}$ および $\delta_{pm,2d}$ を用い、合成最大応答変位比

$$\mu_{\delta_s} = \delta_{sm,2d} / \delta_{sm,1d} \quad (17a)$$

と成分最大応答変位比

$$\mu_{\delta_p} = \delta_{pm,2d} / \delta_{pm,1d} \quad (17b)$$

を算出し、図-12(a), (b)に入力地震波ごとに円形マー

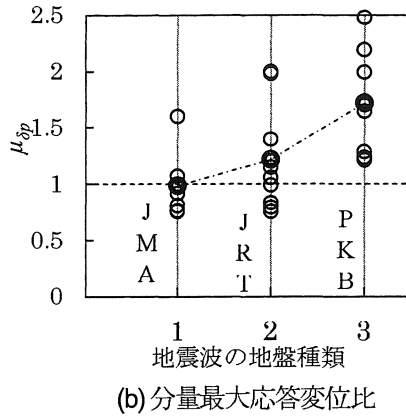
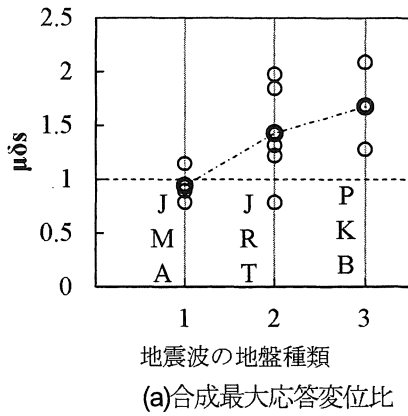


図-12 入力地震波と最大応答変位比の関係

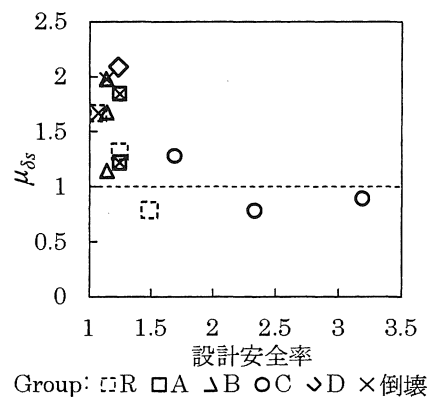


図-13 設計安全率と応答比

クで示している。図では、同じ地震波での平均値を太線円形マークで表し、一点鎖線で結んでいる。

図-12(a), (b)に示すように、地震波 JMA を入力した場合、図-10(b)に示すように、水平2方向分力が8割以下の低下が現れたにもかかわらず、最大応答変位比 $\mu_{\delta_s}$ と $\mu_{\delta_p}$ は1に近い値となっており、平均で $\mu_{\delta_s} = 0.94$ ,  $\mu_{\delta_p} = 1$ となり、応答の相違がほとんど見られていない。ただし、地震波 JRT, PKB を入力した場合、 $\mu_{\delta_s}$ はそれぞれ約1.44と1.68で、 $\mu_{\delta_p}$ はそれぞれ約1.22と1.72となっており、2方向载荷により、応答変位の明らかな増大があった。

本研究において、地盤種ごとの NS, EW 成分波形を有する地震記録各1組を採用したため、同じ地盤状況のほかの地震波でも同様であるかどうかについては更なる研究が必要であるが、2方向载荷が橋脚応答における影響は地震波に大きく関与していることが確認できた。

c) 実験グループごとの相違

文献(8)および本研究のグループ A-D の橋梁モデルに対する実験と解析で得られた最大応答変位比 $\mu_{\delta_s}$ と、表

一3 に示す設計安全率の関係を図-13 に示す。図中では、破線の矩形マークで文献(8)の結果を表し、実線の矩形、三角形、円形およびダイヤモンドマークでそれぞれ本研究グループ A-D の結果を表している。

図に示すように、2方向および1方向载荷による橋脚応答の相違を示す最大応答変位比 $\mu_{\delta_s}$ は、基本的に安全率が大きくなる場合、 $\mu_{\delta_s} = 1$ に近い結果となる。すなわち、橋脚がより安全に設計された場合、2方向载荷による最大応答変位は、1方向载荷時の結果との差が小さくなる。

特に、図中の円形マーク(O)で示したグループ C の結果では、より詳細的な2次設計が行われた結果、式(6)による橋脚の安全率が1.5を上回り、また、橋脚の1方向载荷時の最大応答変位が $2\delta_0$ 付近に抑えられている。このグループの橋梁モデルの2方向载荷時の最大応答変位は、1方向载荷時とほぼ同じとなり、図に示すように、最大応答比 $\mu_{\delta_s}$ は1に近い値となっている。ただし、安全率が最も大きくなったグループのうち、III種地盤地震波 PKB を用いた実験結果では、橋脚の応答変位は1方

表-6 1方向および2方向载荷による最大応答変位

記号	$\frac{\delta_{pm,1d,x}}{\delta_0}$	$\frac{\delta_{pm,1d,y}}{\delta_0}$	$\frac{\delta_{sm,1d}}{\delta_0}$	$\frac{\delta_{pm,2d,x}}{\delta_0}$	$\frac{\delta_{pm,2d,y}}{\delta_0}$	$\frac{\delta_{sm,2d}}{\delta_0}$	$\frac{\delta_{pm,2d,x}}{\delta_{pm,1d,x}}$	$\frac{\delta_{pm,2d,y}}{\delta_{pm,1d,y}}$	$\frac{\delta_{sm,2d}}{\delta_{sm,1d}}$
R17(1)15	3.69	2.86	4.24	2.82	2.31	3.33	0.77	0.81	0.79
R17(2)12	5.46	4.82	5.62	6.59	4.03	7.40	1.21	0.83	1.32
R17(3)11	5.18	8.04	9.45	12.84	9.77	15.76	2.48	1.21	1.67
A34(2)12	6.66	3.78	6.68	7.05	5.28	8.15	1.06	1.40	1.22
A11(2)12	5.06	4.66	5.51	10.11	4.62	10.17	2.00	0.99	1.85
B17(1)11	2.85	3.25	3.98	4.56	2.47	4.56	1.60	0.76	1.15
B17(2)11	6.97	5.98	7.54	13.82	6.88	14.91	1.98	1.15	1.98
B17(3)11	4.71	4.51	6.52	8.00	7.43	10.91	1.70	1.65	1.67
C34(1)32	1.92	2.52	2.72	2.05	2.31	2.43	1.07	0.92	0.89
C34(2)23	1.88	2.23	2.34	1.43	1.77	1.83	0.76	0.79	0.78
C34(3)17	2.75	2.51	3.66	3.40	3.23	4.68	1.24	1.29	1.28
D17(3)14	3.76	3.28	4.97	7.50	7.19	10.38	1.99	2.19	2.09

向解析結果より 30%大きくなっており、実験後の観察では、橋脚基部に軽微の座屈が見られた。

安全率がより低いほかのグループの結果は、図に示すように、ほぼすべての場合、最大応答変位比 $\mu_{\delta s}$ が 1 を超えている。特に、安全率が 1 に近い 4 つのケースでは、図中の×マークで示したように、橋脚が 1 方向載荷あるいは解析時に予測されていない倒壊が発生した。

これらの結果から、非線形応答解析による設計で脚の安全率が 1.5 以上になった場合、水平 2 方向地震動の相互作用による橋脚応答の相違は少ないが、1 次設計のみで、橋脚の安全率が 1 に近くなる場合には、2 方向載荷により、橋脚の応答の増大が大きいと思われる。

## 6. 結論

本研究では、静的繰返し載荷実験 6 ケース、1 方向ハイブリッド実験 4 ケース、1 方向非線形解析、2 方向ハイブリッド実験 9 ケースを実施し、過去に行った静的繰返し実験 2 ケース、1 方向ハイブリッド実験 6 ケース、2 方向ハイブリッド実験 3 ケースで得られた結果を合わせたデータに基づき、鋼製橋脚が水平 2 方向地震動を受ける場合の耐震安全性に関する検討を行った。これらの実験および解析結果から、以下の知見を得た。

- 1) 本研究で行った 9 ケースの水平 2 方向ハイブリッド実験のうちの 3 ケースでは、1 方向載荷時に生じなかった倒壊が発生した。地震動の水平 2 方向成分を橋脚の橋軸方向と橋軸直角方向に独立に入力する時に得られた応答のみでは地震動の 2 方向同時作用の影響が考慮されず、橋脚の耐震安全性を過大に評価する恐れがあると考えられる。
- 2) 2 方向地震動が同時に作用する橋脚の水平 2 方向分力の最大値は、1 方向にのみ載荷された場合に比べて、平均 84%、最大 60%の低下が観測されたが、2 方向荷重の合力の最大値はほとんど低下しない。
- 3) 2 方向載荷時の荷重分力最大値は、入力地震動により、低下の程度が異なる。荷重の低下は応答変位軌跡の形状と関係しており、斜線状の軌跡による荷重低下が最も大きい。
- 4) 水平 2 方向に載荷された橋脚の最大応答変位は、1 方向載荷時に比べ約 40%増加した。2 方向載荷時の増幅効果は、入力地震波により異なる。橋脚の応答軌跡が斜線状となる 3 種地盤標準波 PKB による橋脚の 2 方向載荷時の増幅効果が最も大きく、平均 1.72 倍の増幅が見られている。
- 5) 2 方向載荷された橋脚の耐震安全性は、入力地震動の特性と橋脚の設計安全率に影響される。水平 2 方向応答軌跡が斜線状を示す地震波に作用される場合

や、橋脚の安全率がより小さい場合には、水平 2 方向載荷された橋脚の耐力低下および応答変位の増幅が大きいなどのことが明らかになった。

謝辞：本研究の一部は平成 21 年度文部省科学研究費基盤研究(C)(課題番号 21560508 代表 青木徹彦)、平成 20 年度学術研究振興資金および愛知工業大学教育・研究特別助成の援助を受けた。ここに記して謝意を表する。

## 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，丸善，2002。
- 2) Watanabe, E., Sugiura, K. and Oyawa, W.O.: Effects of Multi-Directional Displacement Paths on the Cyclic Behaviour of Rectangular Hollow Steel Columns, *Journal of Structural Engineering and Earthquake Engineering*, pp.29-48, 2005.
- 3) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠：2 方向繰返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，*土木学会論文集*, No.780I-70, pp.181-198, 2005.
- 4) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠：2 方向繰返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，*土木学会論文集*, Vol. 63, No. 1, pp. 122-141, 2007.
- 5) 青木徹彦, 大西哲広, 鈴木森晶：水平 2 方向荷重を受ける正方形断面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*, Vol.63, No.4, pp.716-726, 2007.
- 6) 永田和寿, 渡辺英一, 杉浦邦征：水平 2 方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状に関する研究，*構造工学論文集*, 土木学会, Vol.50A, pp.1427-1436, 2004.
- 7) 後藤芳顕, 小山亮介, 藤井雄介, 小畑誠：2 方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値，*土木学会論文集*, Vol. 65, No. 1, pp.61-80, 2009.
- 8) 党紀, 中村太郎, 青木徹彦, 鈴木森晶：正方形断面鋼製橋脚の水平 2 方向載荷ハイブリッド実験，*構造工学論文集*, Vol.65A, pp.367-380, 2010.
- 9) 党紀, 森田慎也, 青木徹彦, 鈴木森晶：鋼製橋脚疑似ハイブリッド実験手法のための曲線復元力モデル，*土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集*, 土木学会, 2009
- 10) J. Dang, T. Aoki: The Cubic Curves Hysteresis Model of Steel Bridge Piers for Seismic Response Simulation, 9<sup>th</sup> Pacific Structure Steel Conference, Beijing, 10, 2010
- 11) 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.
- 12) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性解析と耐震性評価，*鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集*, 土木学会, pp.85-92, 1997.
- 13) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会 耐震設計研究 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技

- 術, 1996.
- 14) 小畑誠後藤芳顯: 橋脚や柱等を対象とした3次元擬似動的実験装置の開発, 土木学会論文集, No. 725, pp253-266, 2004.
- 15) 財団法人土木研究センター: 橋の動的耐震設計法マニュアル, 1996.
- アル動的解析および耐震設計の基礎と応用, 2006.
- 16) 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬: 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol46A, Page. 109-118, 2000.

## EXPERIMENTAL STUDY FOR SEISMIC SECURITY OF STEEL BRIDGE PIERS UNDER BIDIRECTIONAL GROUND MOTION EXCITATION

Ji DANG, Tetuhiko AOKI, Akira IGARASHI

In this study, static cyclic loading tests, uni-directional hybrid tests, uni-directional nonlinear seismic simulation using curve approximate hysteretic model developed for steel piers and bi-directional hybrid tests are conducted to clarify the seismic performance of steel bridge piers under bidirectional ground motion excitation. Nine bridge models applying 3 types of bridge pier specimens and 3 ground type conditions are designed based on the current seismic design specification. The response of these bridge models under uni- and bidirectional ground motions are obtained by pseudodynamic tests and numerical simulations. By comparing these tests and simulation results, it is found that the bridge piers could be collapsed under bi-direction ground motions, which are regarded as safe under uni-directional loading. Under the bidirectional seismic action, the capacity of steel piers degrades to averagely 84%, and their response displacement increases 20% more than the values obtained by conventional uni-directional loading.