

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¹・青木 徹彦²・五十嵐 晃³

¹ 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

² 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

³ 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により、橋脚の耐震性能を適切に確保できない恐れがある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¹⁾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²⁾、後藤ら^{3,4)}および青木ら⁵⁾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の1方向載荷された橋脚の最大荷重との差が小さいものの、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⁶⁾および後藤ら⁷⁾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。それぞれ角形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⁸⁾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^{9),10)}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性能を検

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、幅圧比パラメータ R_F を変えた、図-1、2に示す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 λ は式(1)~(3)により与えられる^{10),11)}。

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

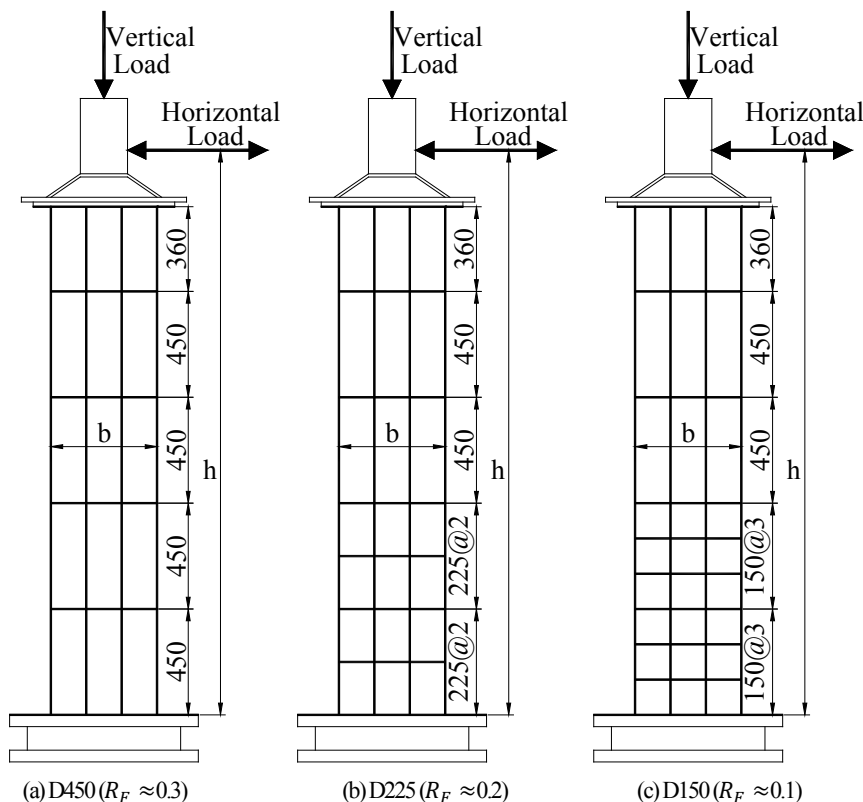


図-1 各供試体の側面図

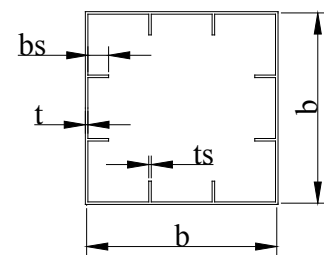


図-2 各供試体の共通断面

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

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

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

ここに、 α 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、 γ_l :縦方向補剛材の剛比, δ_l :縦方向補剛材1個の断面積比, b :板幅, t :板厚, σ_y :フランジ板パネルの降伏応力, E :弾性係数, ν :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(=4 n^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、素材引張り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、実験供試体の幅圧比パラメータ 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

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 (mm ²)	13300		
断面 2 次モーメント I (mm ⁴)	4.063×10 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 λ	0.397		
補剛材細長比パラメータ λ_s	0.368	0.184	0.123
補剛材剛比 γ/γ^*	2.5	10.5	26.7

表-2 素材引張実験の結果

供試体	ε_y 10 ⁻⁶	σ_y N/mm ²	E N/mm ²	σ_u N/mm ²
D450	1961	415	2.25×10 ⁵	568
D225	2011	409	1.98×10 ⁵	546
D150	1858	384	2.07×10 ⁵	505

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

であり、 $g=9.8\text{m/s}^2$ は自重加速度である。全断面降伏軸力 P_y (=4320 kN) は、橋脚断面積 A (=13300mm²) および SM490 鋼材の降伏応力の公称値 σ_y (=325MPa) を用いて算出されている。

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。

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

ここに、 v (=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。

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

ここに、 k_h はレベル 1 の地震動に対する設計水平震度である。この値は、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では、I 種、II

種およびⅢ種地盤の場合に対して、それぞれ $k_h=0.20g$, $0.25g$, $0.30g$ である。 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 $M_y=7.49 \times 10^5(kN \cdot mm)$ と算出される。

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有する 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り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 δ_m (約 $2.92\delta_0$)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 δ_m 以下に抑えられるように上部構造質量を調整した。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 v 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耐力が最大荷重から 95%まで低下する変位 δ_{95} を超えないことを基準として、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、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 $P/P_y=0.15$)において、水平 1 方向繰返し実験を 2 回行っている。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るため、D450 タイプの供試体に対する軸力比 $P/P_y=0.1$ の実験 1 ケース、D225 タイプの供試体に対する軸力比 $P/P_y=0.2$ の実験 1 ケースを行う。

供試体の降伏変位 δ_0 は、供試体基部のひずみが材料の引張り実験で得られた降伏ひずみ ε_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 $\pm \delta_0$ ずつ漸増させるものとする。

(4) ハイブリッド実験

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 方向載荷ハイブリッド実験 4 ケースおよび 2 方向載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。

1 方向および 2 方向載荷ハイブリッド実験は文献 8)と同じ載荷システムおよび実験手法を用い、橋脚を 1 質点系モデルとし、1 自由度および 2 自由度の振動解析(減衰定数 $\eta=0.05$)を行いながら、縮小供試体($S=4$)モデルの載荷で得られる復元力を計測し、運動方程式の時間積分を行う。

なお、各ハイブリッド実験を行うことに先立ち、地震波振幅を 10%に縮小して入力した弾性範囲での予備的

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	1.44	917	0.75	III	PKB	

ハイブリッド実験を実施し、弾性地震応答解析の結果と比較した。予備実験の結果は、解析の結果とよく一致し、最大応答変位の誤差は 1%以下、残留変位は $0.01\delta_y$ 以下となっていることから、実験システムの十分な精度を確認している。

本研究では、9 ケースの 2 方向ハイブリッド実験に対応する 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、一部のケースは橋梁モデルの地震応答解析で代替した。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。すなわち、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曲線近似復元力モデルを用いた非線形地震応答解析により算出している。

3. 静的繰返し実験の結果

表-4 に静的繰返し実験の主要な結果を示す。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 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 (δ_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 δ_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、幅圧比パラメータが小さい供試体 D150 ($R_F=0.113$) の最大荷重は、幅圧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

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、これより説明する曲線近似復元力モデル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。

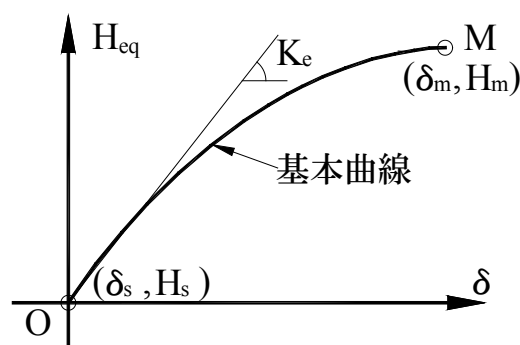


図3 基本曲線

(1) 基本曲線

静的繰返し実験で得られる載荷開始から正負方向における最大荷重までの区間における、載荷開始点または荷

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	δ_0 (mm)	H_0 (kN)	K_0 (kN/mm)	δ_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

重除荷点から最大荷重点までの $H_{eq} - \delta$ 曲線を基本曲線と呼び、次式の3次曲線で表現する。

$$\Delta H = K_e \Delta \delta + \alpha_1 \Delta \delta^2 + \alpha_2 \Delta \delta^3 \quad (7a)$$

$$\Delta H = H_{eq} - H_s \quad (7b)$$

$$\Delta \delta = \delta - \delta_s \quad (7c)$$

$$H_{eq} = Hh + P\delta \quad (7d)$$

ここに、 H_{eq} は等価水平力、 K_e は弾性剛性、 $\Delta \delta$ と ΔH はそれぞれ曲線の始点 (δ_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 α_1 、 α_2 は、基本曲線が最大荷重点 (δ_m, H_m) を通り、かつ最大荷重点での剛性が0となるという条件より、以下のように定められる。

$$\alpha_1 = 3\Delta H_m / \Delta \delta_m^2 - 2K_e / \Delta \delta_m \quad (8a)$$

$$\alpha_2 = K_e / \Delta \delta_m^2 - 2\Delta H_m / \Delta \delta_m^3 \quad (8b)$$

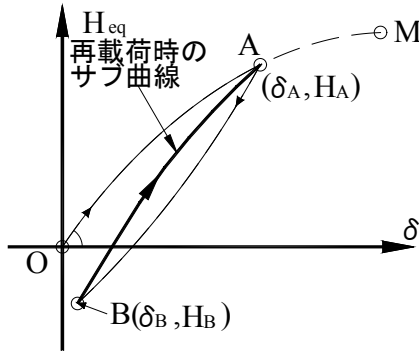


図4 サブ曲線

(2) サブ曲線

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、復元力曲線の履歴経路は、一般に基本曲線より勾配の大きい曲線となる。B点、A点を結ぶ再載荷曲線をここではサブ曲線と呼ぶ。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。

$$\Delta H = K_e \Delta \delta + \alpha_1 \Delta \delta^2 \quad (9)$$

$$\alpha_1 = (H_A - H_B) / (\delta_A - \delta_B)^2 - K_e / (\delta_A - \delta_B) \quad (10)$$

ここに、 $\Delta H = H_{eq} - H_B$ 、 $\Delta \delta = \delta - \delta_B$ であり H_A 、 H_B および δ_A 、 δ_B はそれぞれ、A点とB点の荷重と変位である。 α_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。

(3) 劣化曲線

橋脚頂部の応答変位が最大荷重点の変位 $\pm \delta_m$ を超える場合、橋脚基部補剛板が座屈し、橋脚の水平耐力は低下する。橋脚の $H - \delta$ 曲線は、最大荷重点を超えた後、

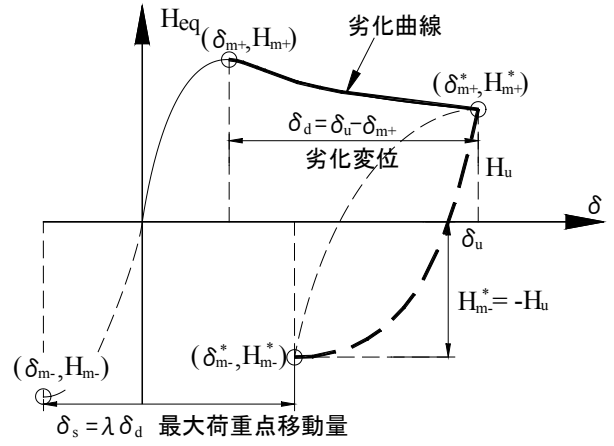


図5 劣化曲線およびその後の最大荷重点

剛性が負となる劣化域に入る。劣化域における橋脚の水平荷重は、次式で表される劣化曲線により求めるものとする。

$$|H_{eq}| / H_0 = H_{m0} / H_0 + \beta_1 \delta_p / \delta_0 + \beta_2 (\delta_p / \delta_0)^2 \quad (8)$$

ここに、 δ_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 δ_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 δ_{m0} と H_{m0} および劣化パラメータ β_1 、 β_2 は静的繰返し実験の結果から最少二乗法で算出する。上式中の累積劣化変位 δ_p は、劣化域において載荷された変位の累積値である。

(4) 最大荷重点の更新

正側および負側の劣化前の最大荷重点をそれぞれ (δ_{m+}, H_{m+}) および (δ_{m-}, H_{m-}) とする。正方向の載荷による劣化後の新しい正側の最大荷重点 $(\delta_{m+}^*, H_{m+}^*)$ および負側の最大荷重点 $(\delta_{m-}^*, H_{m-}^*)$ は、除荷点 (δ_u, H_u) により、次式で定める。

$$\delta_{m+}^* = \delta_u \quad (9a)$$

$$H_{m+}^* = H_u \quad (9b)$$

$$\delta_{m-}^* = \delta_{m-} + \lambda(\delta_u - \delta_{m+}) \quad (9c)$$

$$H_{m-}^* = -H_u \quad (9d)$$

ただし、式(9c)に現れるパラメータ λ は、静的繰返し実験のデータに基づき、最少二乗法で定める。負方向への載荷で劣化を経験した場合は、 $(\delta_{m+}^*, H_{m+}^*)$ と $(\delta_{m-}^*, H_{m-}^*)$ を入れ替え、同一の式(9a-d)で最大荷重点を更新する。

(5) 剛性の低下

累積劣化変位 δ_p を経験した場合、弾性域の剛性は下式を用いて更新する。

表-5 解析パラメータの算出

橋梁 モデル	Group	Specimen	R_F	P/P_y	δ_m (mm)	H_m (kN)	β_1 ($\times 10^{-2}$)	β_2 ($\times 10^{-3}$)	γ	λ ($\times 10^{-3}$)
R17(1)15	文献(8)	D225	0.169	0.15	38.5	408	-9.06	3.41	0.87	-1.86
R17(2)12										
R17(3)11										
A34(2)12	A	D450	0.336	0.15	42.7	344	-6.47	1.51	0.62	-25.5
A11(2)12		D150	0.113	0.15	36.2	390	-8.47	2.69	1.08	-13.2
B17(1)11	B	D225	0.169	0.195	37.5	385	-8.29	2.19	0.906	-1.87
B17(2)11			0.169	0.164	38.2	401	-8.82	3.03	0.882	-1.86
B17(3)11			0.169	0.141	38.7	413	-9.21	3.65	0.911	-1.87
C34(1)32	C	D450	0.336	0.07	34.2	389	-7.88	1.59	0.979	-17.2
C34(2)23			0.336	0.08	35.3	383	-7.77	1.61	0.934	-18.2
C34(3)17			0.336	0.095	36.9	375	-7.61	1.63	0.867	-19.8
D17(3)14	D	D225	0.169	0.13	38.9	418	-9.40	3.95	0.855	-1.86

$$K_e/K_{e0} = 1 + \gamma\delta_p/\delta_y \quad (10)$$

ここに、 K_{e0} は初期弾性剛性である、剛性低下係数 γ は、橋脚の構成断面によって異なりが、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 δ_p の関係に最小 2 乗法を適用することにより γ を求める。

(6) 各履歴パラメータの算出

静的繰返し実験で得られた復元力履歴曲線より算出した、6 つの履歴パラメータ、 δ_m 、 H_m 、 β_1 、 β_2 、 γ および λ を表-5 に示す。同表の“橋梁モデル”欄に表-3 中の各橋梁モデルの記号を示し、それに続いてグループ名、橋脚モデルの供試体タイプ、幅厚比パラメータ R_F 、軸力比 P/P_y を示している。

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 δ_x と δ_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 δ_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载荷が中止され、表-3 で示す文献(8)の実験 R17(3)11 と同じ理由により、橋脚が倒壊すると判定した。

グループ B-D の橋梁は、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 方向载荷と 2 方向载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 方向载荷と 2 方向载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

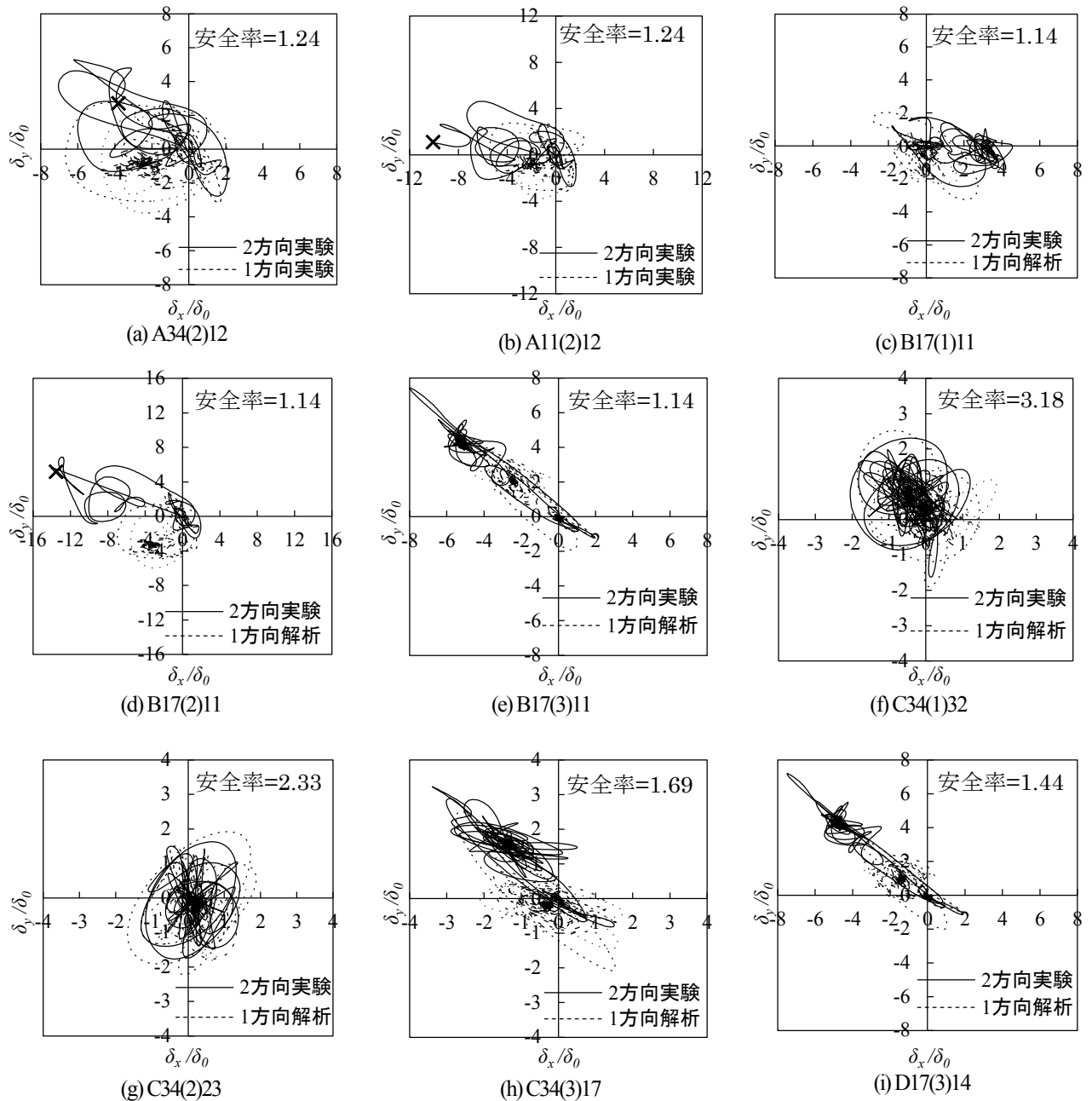


図-6 水平2方向応答軌跡

ものを図-8に示す。これらの図から、水平2方向荷重を受ける橋脚の復元力は、1方向荷重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方向荷重実験では、橋脚の耐力力がほぼ失われている。

(4) 最大荷重の低下の評価

2方向荷重時の橋脚の水平耐力を、それぞれ2方向荷重の合力最大値 H_{mr} で評価し、1回の2方向実験に対応する2ケースの1方向実験での最大荷重の平均値 H_{ma} と比較する。図-9(a)に、1方向実験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方向荷重された橋脚の最大合力は1方向荷重時の最大荷重と大きな相違はなく、平均値は1方向荷重時の最大荷重の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方向実験で得られた各方向の分力最大値は、平均的に1方向荷重の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 $\mu_{Hr}(=H_{mr}/H_{ma})$ 、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 $\mu_{Hc} (=H_{mc}/H_m)$ 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 μ_{Hr} と最大分力比 μ_{Hc} である。文献(8)の実験を含め、実験と解析の結果を円シンボルで示しているが、各地震波での

平均値を太線シンボルで表示している。

同図に示されるように、1方向载荷と2方向载荷における橋脚の合力の大きさの比を示す最大合力比 μ_{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方向载荷された橋脚のそれぞれ X, Y 方向

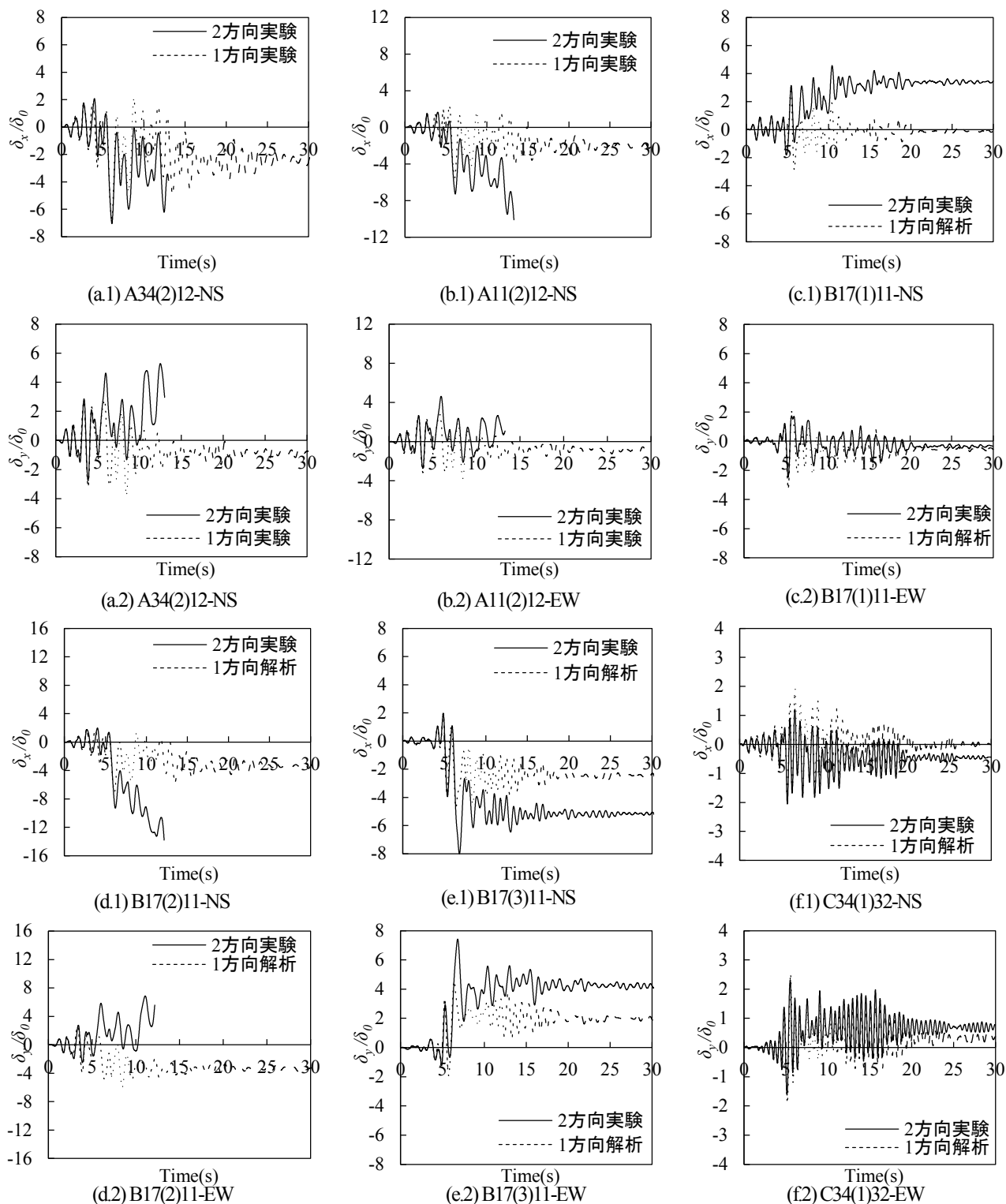


図-7 応答変位履歴

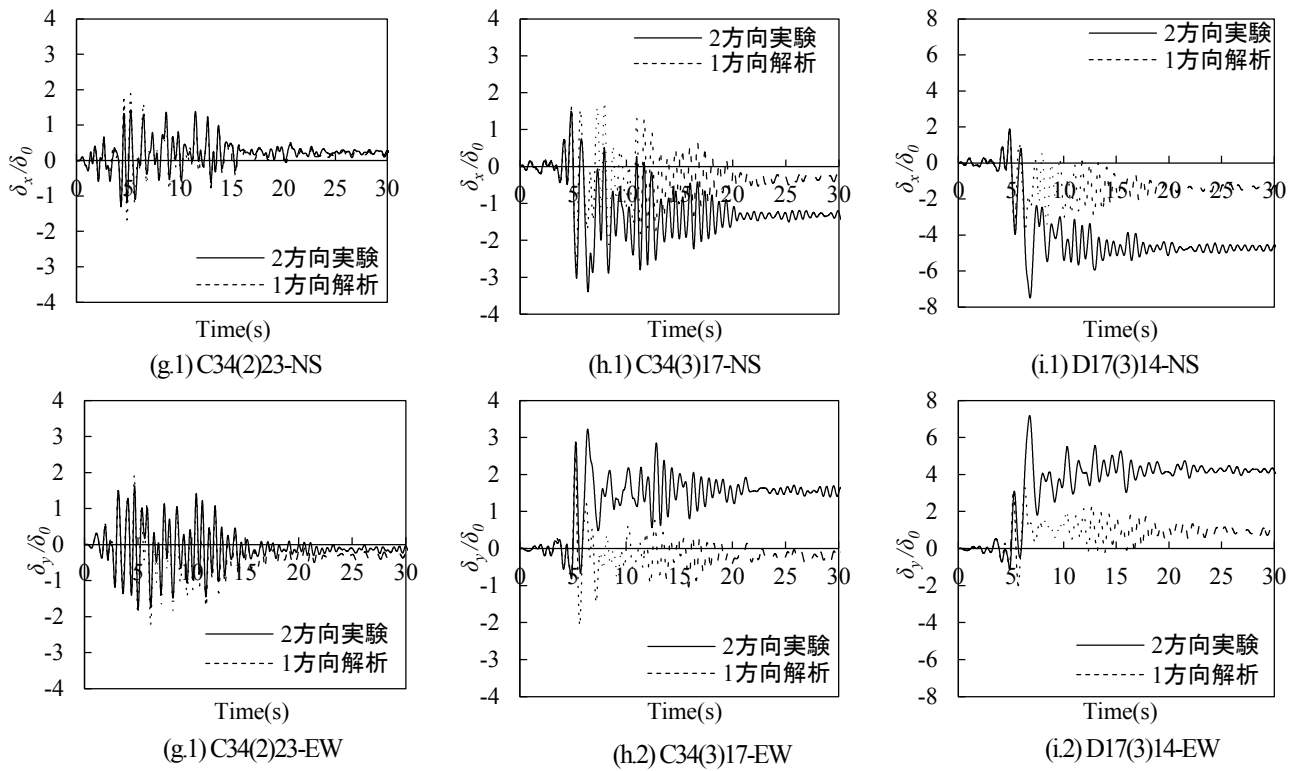


図-7 応答変位履歴(つづき)

における最大荷重の比である。最大分力比 μ_{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 87%(JMA), 88%(JRT), 74%(PKB)であり、地震波ごとのばらつきが著しい。

(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(スカラー合成)の最大値 δ_{sm} 、すなわち応答軌跡が原点より最も離れた点の距離②X、Y方向上の成分の最大値 δ_{pm} 、すなわち水平2方向地震

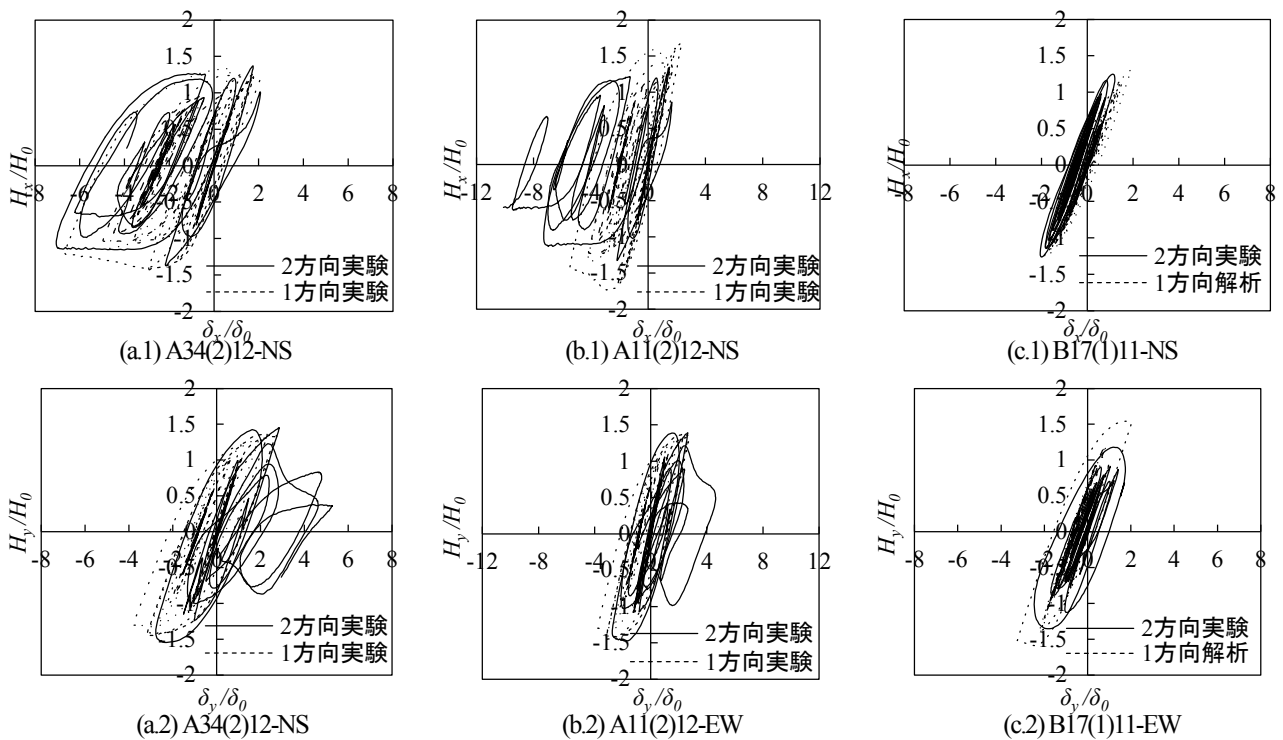


図-8 復元力履歴

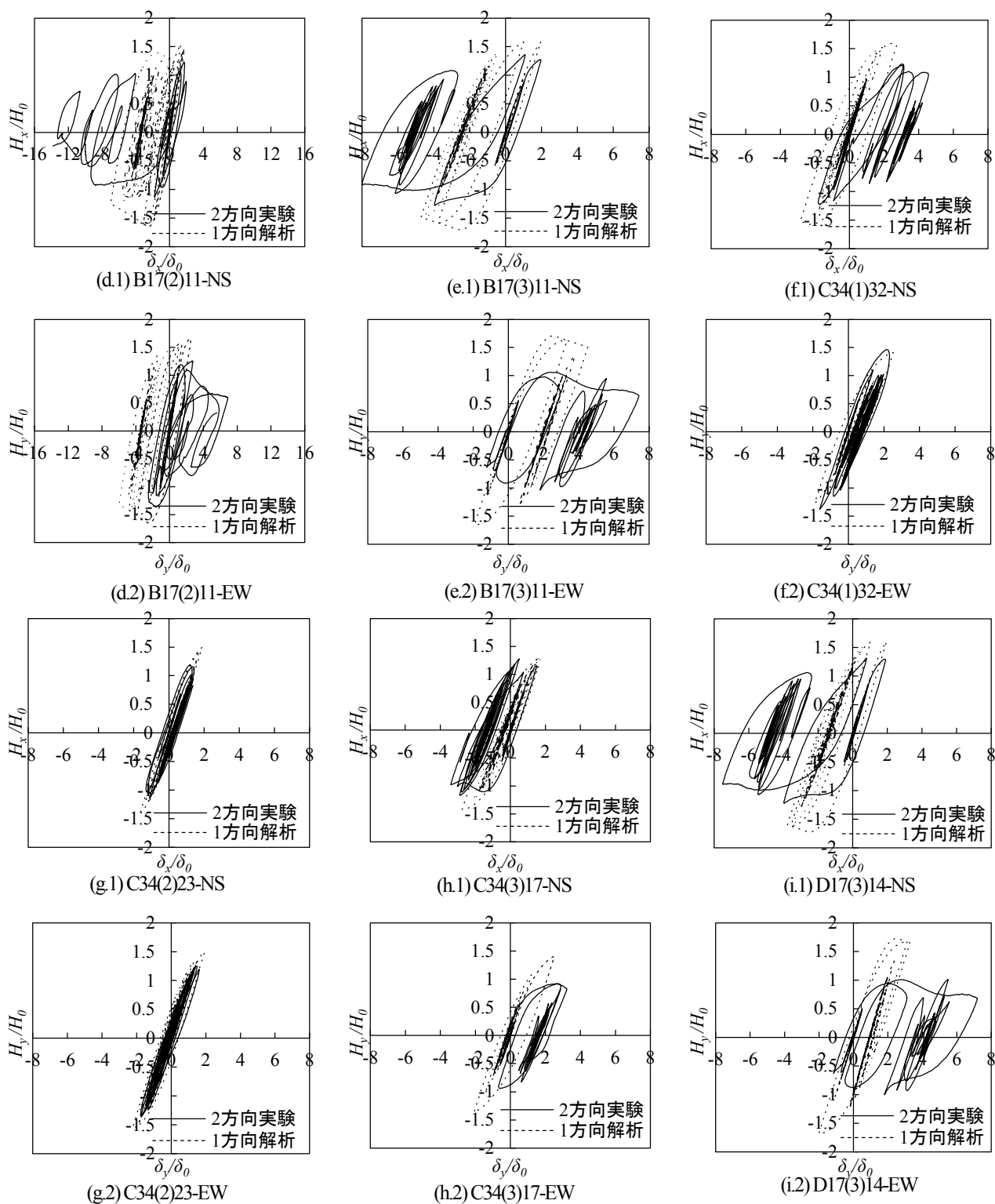


図-8 復元力履歴 (つづき)

応答変位ベクトルのそれぞれ X, Y 成分の最大値を検討する。

a) 1 方向と 2 方向載荷時の相違

図-11(a)では、1 方向載荷および 2 方向載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 方向載荷と 2 方向載荷による最大応答変位の比較を示した。図-11(b)では、1 方向載荷と 2 方

向載荷における橋脚の応答変位の投影最大値 $\delta_{pm,1d}$ と $\delta_{pm,2d}$ を比較した。

図に示すように、応答変位の投影最大値 δ_{pm} および合成最大値 δ_{sm} は、両方とも 2 方向載荷による値が平均的に約 40%大きい。2 方向載荷の場合の橋脚の応答変位は、平均的に 1 方向載荷時の 1.25 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、1 方向載

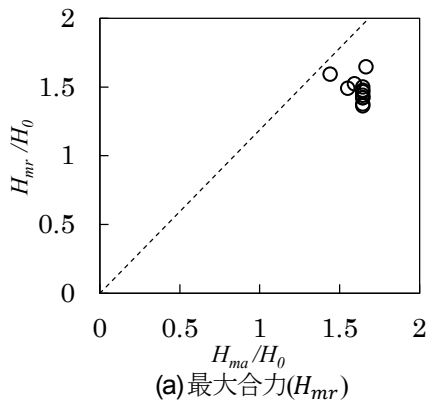


図-9 最大荷重の比較

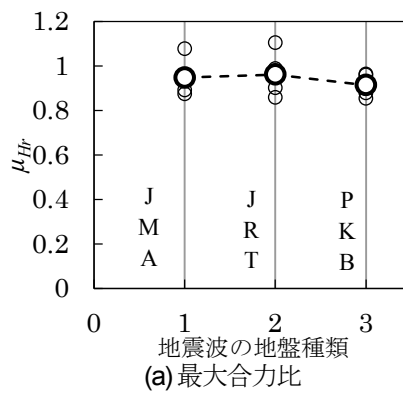


図-10 地震波ごとの最大荷重比

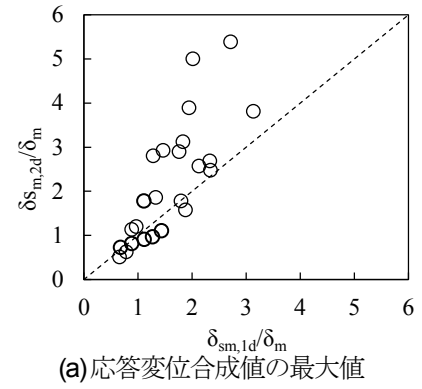
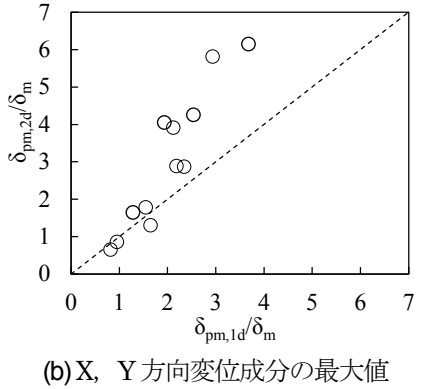
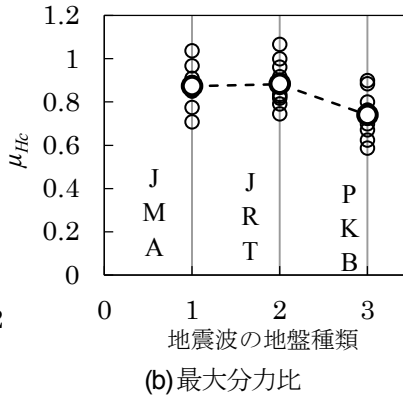
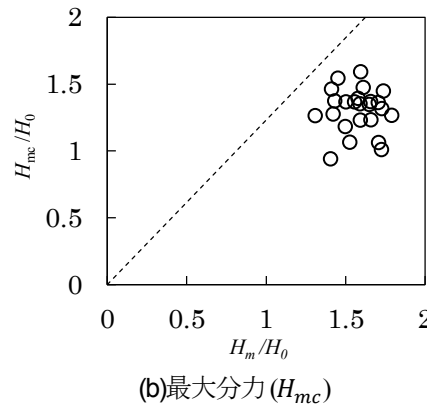


図-11 最大応答変位の比較



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、両者とも変位が大きい領域において、両者の差が大きくなる。

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 $\mu_{\delta s}$ ($= \delta_{sm,2d}/\delta_{sm,1d}$) と成分最大応答変位比 $\mu_{\delta p}$ ($= \delta_{pm,2d}/\delta_{pm,1d}$) を算出し、図-12(a), (b) に入力地震波ごとに円形シンボルで示している。図では、同じ地震波での平均値を太線シンボルで表し、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、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、平均的に $\mu_{\delta s} = 0.94$, $\mu_{\delta p} = 1$ であるが、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 となっている。

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 方向载荷の影響は耐震照査に用いる地震波により異なることが確認できた。

c) 設計安全率の影響

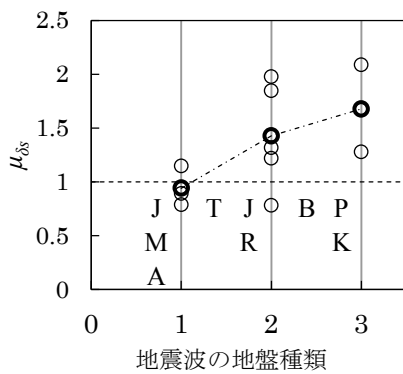
文献(8)および本研究のグループ A~D の橋梁モデルに

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-3 に示す設計安全率の関係を図-13 に示す。

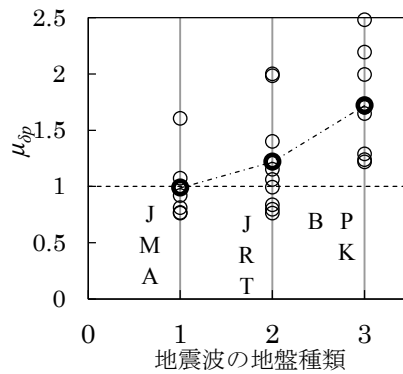
図に示すように、2 方向载荷と 1 方向载荷による橋脚応答の関係を示す最大応答変位比 $\mu_{\delta s}$ は、基本的に安全率が大きくなる場合において 1 に近づく傾向が示され、橋脚がより安全側に設計された場合、2 方向载荷による最大応答変位は、1 方向载荷時の結果との差が小さくなる。特に、図中の円形マーク(○)で示したグループ C の結果では、橋脚がより詳細に照査設計され、安全率が 1.5 を上回った結果、その最大応答変位比 $\mu_{\delta s}$ は 1 に近い値となっており、2 方向载荷と 1 方向载荷での応答の差が小さい。ただし、グループ C の橋脚より安全率が低いグループ D の応答結果は、図中のダイヤモンドシンボル(◇)で示すように、最大応答変位比 $\mu_{\delta s}$ が 2 を超え、1 方向载荷の結果のみで照査すると橋脚の地震応答が過少に評価される恐れがある。

6. 結論

本研究では、静的繰返し载荷実験 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、従来が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、



(a)合成最大応答変位比



(b)分量最大応答変位比

図-12 入力地震波と最大応答変位比の関係

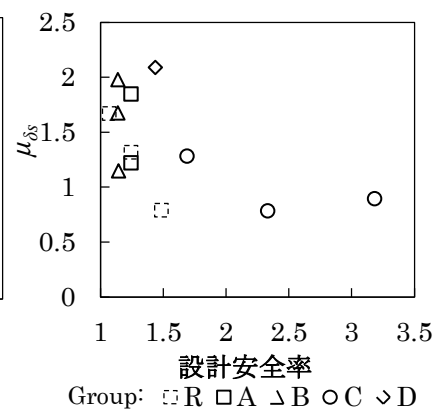


図-13 設計安全率と応答比

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 方向载荷時には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、橋脚の耐震性能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 方向にのみ载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 方向载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 方向に载荷された橋脚の最大応答変位は、1 方向载荷時に比べ約 25%増加した。2 方向载荷時の増幅効果は、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 による橋脚の増幅効果が最も大きく、およそ 1.7 倍となった。
- 5) 1 方向と 2 方向载荷による最大応答変位の相違は、入力地震動と橋脚の耐震性能に影響される。特に橋脚の安全率が 1.5 より小さい場合は、両者の相違が大きい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 年 4 月。
- 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, 2005.7.
- 3) 後藤芳顕，江坤生，小畑 誠：2 方向繰り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.780/I-70，pp.181-198，2005 年 1 月。
- 4) 後藤芳顕，江坤生，小畑 誠：2 方向繰り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 年 2 月。
- 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 年 10 月。
- 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 年 3 月。
- 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 年 2 月。
- 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 方向载荷ハイブリッド実験，構造工学論文集，Vol.65A，pp.367-380，2010 年 3 月。
- 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, 9th 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 年 6 月。
- 12) 葛 漢彬，高聖 彬，宇佐美勉：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰

- り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年5月.
- 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年7月.
- 14) 小畑 誠, 後藤 芳顕: 橋脚や柱等を対象とした3次元擬似動の実験装置の開発, 土木学会論文集, No. 725, pp.253-266, 2004年1月.
- 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-動的解析および耐震設計の基礎と応用, 2006.10
- 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, Vol.46A, Page. 109-118, 2000.03

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.