

# 大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発 —ハイブリッド地震応答実験による検証—

PSEUDODYNAMIC TESTS OF STEEL BRIDGE PIERS  
WITH PURPOSE OF REDUCING RESIDUAL DISPLACEMENTS

芳崎一也\*・宇佐美勉\*\*・本間大介\*\*\*

By Kazuya YOSHIZAKI, Tsutomu USAMI and Daisuke HONMA

\*正会員 工修 日本車輛製造株式会社 鉄構本部(〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1-1)  
\*\*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)  
\*\*\*学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科博士課程(前期課程)(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

A recommendation for designing high ductility steel bridge piers was proposed in Ref.1) and its validity was verified by pseudodynamic tests in Ref.2). The key idea of the proposal was to increase the deformation capacity of bridge piers by limiting the parameters of bridge piers. Although the test results showed that steel bridge pier specimens tested were of very high ductility capacity, residual displacements turned out to be still large. In this study, two ways of reducing residual displacement are considered : (1) raising the safety factor used in the primary design and (2) filling-in concrete at the base of the high ductility piers. Their effects are investigated through pseudodynamic tests. The test results have shown that both methods are effective in reducing the residual displacement.

*Key Words* : Steel bridge piers, Residual displacement, High ductility, Concrete-filled steel bridge piers, Pseudodynamic test

## 1. 緒言

著者の一人は、文献1)において、コンクリートを充填することなく耐震性能の向上を目指した鋼製橋脚の耐震設計法としてハイダクティリティー鋼製橋脚の設計法<sup>1)</sup>を提案している。この提案設計法による鋼製橋脚(ハイダクティリティー鋼製橋脚と称する)に対して、兵庫県南部地震観測地震動を用いたハイブリッド地震応答実験が行われ<sup>2)</sup>、ハイダクティリティー鋼製橋脚の優れた強度と変形能が実証された。しかし、残留変位に関しては、文献3)に規定された機能保持限界値を越える場合も見られ、ハイダクティリティー鋼製橋脚の残留変位の低減が問題点に挙げられた。

本研究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ハイダクティリティー鋼製橋脚へのコンクリート充填を取り上げ、その効果をハイブリッド地震応答実験により検証する。入力地震動としては、これまでのハイブリッド実験で、鋼製橋脚に対して最も大きな応答を与えたJR警報地震計(鷹取)観測地震動のN-S成分<sup>4)</sup>を用いた。これらの実験より得られたデータを基に、上に述べた方策の効果を明確にし、その妥当性の検証を行う。

## 2. 実験概要

### 2.1 残留変位低減の方策

残留変位低減の方策として、以下に示す2つの方法を取り上げた。

### ① 震度法による一次設計の際の安全率の引き上げ

橋脚の一次設計は、現行の道路橋示方書<sup>5)</sup>(以下、道示と略称する)に示されている有効座屈長の概念に基づき、式(1),(2)に示す、はり一柱の強度相関式を用いて行う。ただし、局部座屈の影響は考えない。

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{\nu C_m M_0}{M_y(1 - \nu P/P_E)} \leq f \quad (1)$$

$$\frac{\nu P}{P_y} + \frac{\nu M_0}{M_y} \leq f \quad (2)$$

ここで、 $\nu$  = 安全率(現行道示では1.14)、 $C_m = 0.85$  = 等価モーメント補正係数<sup>6)</sup>(現行の道路橋示方書では側方移動のない場合の式 $C_m = 0.6 + 0.3M_2/M_1 = 0.6$ が用いられているが、片持柱は側方移動があるので、本研究ではより適切な値0.85を用いる。)、 $f$  = 照査式の低減係数(後述)、 $P$  = 軸力、 $P_y$  = 全断面降伏軸力、 $P_u$  = 有効座屈長を用いて計算した中心軸圧縮強度、 $P_E$  = 有効座屈長を用いて計算したオイラー座屈強度、 $M_0$  = 部材基部の曲げモーメントである。

$M_0$ については、 $k_h$ を文献5)に規定された震度法に用いる設計水平震度として $M_0 = k_h h P$ を用いる。ただし、本研究ではII種地盤を仮定し、かつ地域別補正係数は1.0とした。

本研究では、上式(1),(2)の右辺を低減係数 $f$ とし、この値を従来の1.0から0.8に引き下げること

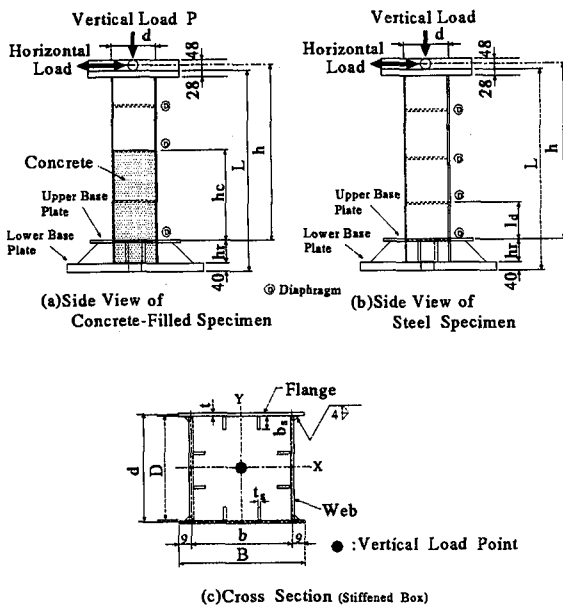


Fig. 1 Test Specimens (unit:mm)

で、安全率を引き上げるのと等価な設計を行った。すなわち、 $f = 0.8$  とすることは、安全率を  $\nu = 1.14/0.8 \approx 1.43$  とすることとほぼ等しい。このことは、橋脚の強度に余裕を持たせ、強度と変形能で地震力に抵抗させることを意図したものである。なお、安全率の引き上げにより、実験においては鉛直荷重  $P$  が小さくなることを意味する。

## ② ハイダクティリティー鋼製橋脚へのコンクリート充填

鋼のみでも大きな変形能を持つハイダクティリティー鋼製橋脚に対し、基部にコンクリートを充填する。充填高さは、柱高さの30%または20%とした。

## 2.2 実験供試体

変動変位振幅・繰り返し載荷実験用にコンクリート無充填供試体1体、ハイブリッド実験用として、コンクリート無充填供試体4体、およびコンクリート充填鋼製橋脚モデル3体を製作した。断面形としては、補剛材をフランジ、ウェブにそれぞれ2本づつ有する正方形補剛箱形断面を用いている。供試体の概念図を Fig.1 に示す。製作には、板厚 4.5mm の SM490YA 材を用いた。また、Fig.1 に示すように、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。なお、供試体は台形リブ上端位置でダイアフラムにより補剛されているため、供試体の柱としての部材長  $h$  は、台形リブ上端のダイアフラム中心位置から水

平荷重作用位置までとなる。

補剛箱形断面鋼製橋脚の耐震性能を支配する主要パラメータは以下のものである<sup>3)</sup>。

フランジ幅厚比パラメータ  $R_f$

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu_s^2)}{\pi^2 k}} \quad (3)$$

細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$

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

縦補剛材剛比  $\gamma/\gamma^*$

縦方向補剛材剛比  $\gamma$  と線形座屈理論から求められる最適剛比  $\gamma^*$  との比。

$$\gamma/\gamma^* \quad (5)$$

フランジ縦補剛材の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_s$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (6)$$

ただし、 $Q$  = 縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度で、次式より表される。

$$Q = \frac{1}{2R} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f}] \leq 1.0 \quad (7)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (8)$$

ここで、 $b$  = フランジ板幅、 $t$  = フランジ板厚、 $\sigma_y$  = 鋼材の降伏応力、 $E$  = 鋼材の弾性係数、 $\mu_s$  = 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)、 $h$  = 部材長、 $r$  = 鋼断面の断面2次半径、 $a$  = 縦補剛材のダイアフラム間距離、 $r_s = 1$  本の補剛材と隣接パネルからなる T 形断面の、板パネルに平行な主軸まわりの断面2次半径である。

文献1)のハイダクティリティー鋼製橋脚の設計の考え方は、上記パラメータに制限を設け、所要のダクティリティーを確保することである。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 (= 終局変位/降伏変位) を 6.0 程度、 $\bar{\lambda} \leq 0.45$  に対して 5.5 程度確保出来る<sup>1)</sup>。

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圧縮試験体による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/cm<sup>2</sup>) とした。

Table 1 に示すように、供試体は大きく分けて次の2つのグループよりなる。いずれのグループの供試体も  $R_f \leq 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ 、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$  である。

### Specimen Group A

$R_f = 0.35$ 、細長比パラメータ  $\bar{\lambda} = 0.35$  とした供試体 (目標塑性率  $\approx 6.0$ ) で、本実験に用いる供試体の標準となる。

### Specimen Group B

Group A の供試体と同一断面であるが、細長比

Table 1 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	$h$ (mm)	$h_c/h$ (mm)	$l_d$ (mm)	$B$ (mm)	$D$ (mm)	$t$ (mm)	$b_s$ (mm)	$t_s$ (mm)	$\gamma/\gamma^*$	$\bar{\lambda}_s$	$f$	$P/P_y$
Specimen Group A ( $\lambda=0.35$ )												
S35-35I	1033	—	104	224	202	4.9	26	4.9	3.7	0.17	1.0	0.172
S35-35H[1]	1033	—	104	224	202	4.9	26	4.9	3.6	0.17	1.0	0.172
S35-35H[2]	1033	—	104	223	201	4.7	26	4.7	3.9	0.18	0.8	0.138
SC35-35-30H	1033	0.3	104	224	201	4.8	26	4.8	3.8	0.18	1.0	0.172
SC35-35-20H	1033	0.2	104	224	201	4.8	26	4.8	3.8	0.18	1.0	0.172
Specimen Group B ( $\lambda=0.45$ )												
S35-45H[1]	1328	—	104	224	200	4.8	26	4.8	3.8	0.18	1.0	0.140
S35-45H[2]	1328	—	104	224	201	4.8	26	4.8	3.8	0.18	0.8	0.112
SC35-45-30H	1328	0.3	104	224	201	4.5	26	4.5	4.2	0.18	1.0	0.140

See Fig.1, Eqs.(1)~(6) for notation. Flange Width-Thickness Ratio Parameter  $R_f \approx 0.33$

Table 2 Tensile Coupon Test Results of Steels

$\sigma_y$	$E$	$\epsilon_y$	$E_{st}$	$\epsilon_{st}$	$\sigma_u$	$\delta l$	$\mu_s$
Specimen : S35-35H[1]							
382	208	0.183	5.05	1.12	574	31.0	0.275
Specimen : S35-35H[2]							
389	203	0.192	5.33	1.59	572	30.0	0.258
Specimen : SC35-35-30H							
411	211	0.195	5.19	1.60	590	29.1	0.281
Specimen : SC35-35-20H							
386	208	0.186	3.50	1.48	579	29.7	0.269
Specimen : S35-45[1]~[2]							
396	209	0.190	6.58	1.68	588	29.0	0.267
Specimen : SC35-45-30H							
385	207	0.186	3.47	1.53	585	32.8	0.273
Notes:							
$\sigma_y$ = Yield Stress(MPa)							
$E$ = Young's Modulus(GPa)							
$\epsilon_y$ = Yield Strain(%)							
$E_{st}$ = Strain-Hardening Modulus(GPa)							
$\epsilon_{st}$ = Strain at Onset of Strain-Hardening(%)							
$\sigma_u$ = Ultimate Tensile Stress(MPa)							
$\delta l$ = Elongation(%)							
$\mu_s$ = Poisson's Ratio							

パラメータを $\lambda=0.45$ とし、固有周期を長くした供試体(目標塑性率 $\approx 5.5$ )。

各々のグループで残留変位低減の方策に従い次の①~④の供試体を製作した。

- ① 各グループの標準となる供試体である。低減係数を $f=1.0$ として設計した供試体。
- ② ①の供試体を、低減係数 $f=0.8$ とすることで一次設計の際の安全率を概略1.43に引き上げて設計した供試体。
- ③ ①の供試体の基部に、供試体高さ $h$ の30%までコンクリートを充填した、コンクリート部分充填供試体。
- ④ 充填高さの違いによる影響を見るために、③の供試体のコンクリート充填率 $h_c/h$ を20%に変えた供試体。(Group Aのみ。)

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、C = コンクリート部分充填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

Table 3 Compression Test Results of Concrete

Specimen	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\mu_c$
SC35-35-20H	17.6	17.0	0.185
SC35-35-30H	20.9	20.5	0.180
SC35-45-30H	23.7	20.3	0.156

$f_c$ : Compressing Strength  $E_c$ : Young's Modulus  
 $\mu_c$ : Poisson's Ratio

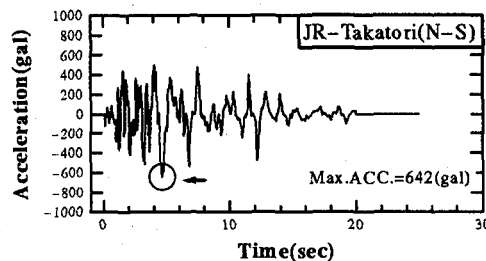


Fig. 2 Accelerogram of Input Earthquake (JR-Takatori)

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。Iは変動変位振幅繰り返し載荷実験、Hはハイブリッド実験を表し、[ ]内の数値は、力学的パラメータの等しい供試体を区別するものである。なお、フランジ幅厚比パラメータ  $R_f$  は計画時には0.35であったが、実測値で計算すると0.33であった。

### 2.3 実験方法

繰り返し載荷実験は、変位増分を降伏変位とし、各サイクルごとに一回づつ繰り返し載荷(1-Cycle実験)を行った。

ハイブリッド実験は、これまでの実験で、鋼製橋脚に対して最も大きな応答を与えたJR警報地震計(鷹取)観測地震動のN-S成分(Fig.2)を入力した。ただし地震動波形は、実験および解析のため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秒を加えて、全体で25秒の地震動に変更してある。

各実験における、軸力比  $P/P_y$  ( $P_y$  = 鋼断面の全断面降伏軸力)をTable 1.4に、想定実橋脚(相似比S=8を仮定)の固有周期  $T$ をTable 4に示す。ただし、軸力比は充填コンクリートを無視して求めた<sup>3)</sup>。前述のように安全率の引き上げは  $P/P_y$ を小さくすることにな

Table 4 Pseudodynamic Test Results

Specimen	$f$	$\frac{P}{P_y}$	$T$ (sec)	$H_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{H_{max}}{H_y}$
Specimen Group A ( $\bar{\lambda}=0.35$ )								
S35-35H[1]	1.0	0.172	0.785	99.8	5.60	10.2	3.20	2.00
S35-35H[2]	0.8	0.138	0.720	102.6	6.12	6.62	1.50	1.96
SC35-35-30H	1.0	0.172	0.750	104.5	5.11	10.6	2.75	2.09
SC35-35-20H	1.0	0.172	0.741	98.3	4.99	9.82	1.54	2.15
Specimen Group B ( $\bar{\lambda}=0.45$ )								
S35-45H[1]	1.0	0.140	1.036	81.7	9.66	7.06	1.39	1.91
S35-45H[2]	0.8	0.112	0.926	84.3	9.96	6.13	0.772	1.81
SC35-45-30H	1.0	0.140	0.963	75.4	8.35	8.12	1.02	2.11

Note:  $T$  : Natural Period of Assumed Real Pier ( $S=8.0$ )  
 $\delta_{max}$  : Maximum Response Displacement,  $\delta_R$  : Residual Displacement  
 $H_{max}$  : Horizontal Load Corresponding to  $\delta_{max}$

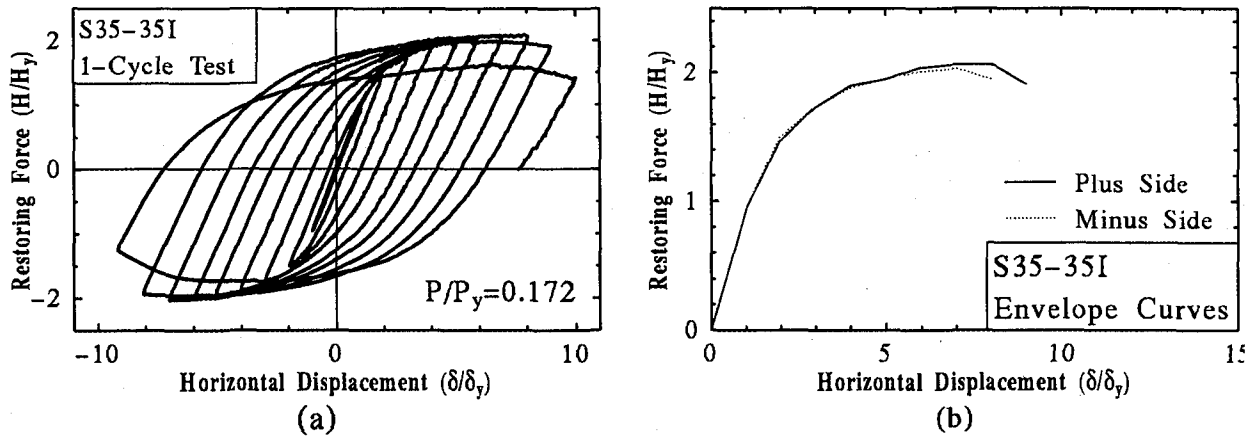


Fig. 3 Cyclic Test Result of Specimen S35-35I

り、表の  $f = 0.8$  の供試体の  $P/P_y$  は  $f = 1.0$  の供試体のそれより小さくなっている。想定実橋脚の固有周期は Group A ( $\bar{\lambda} = 0.35$ ) では 0.75 秒前後、Group A ( $\bar{\lambda} = 0.45$ ) では 1 秒前後である。これらは、供試体そのものの固有周期ではないこと<sup>7)</sup>に注意されたい。また、Table 4 中の  $H_y$  および  $\delta_y$  は、文献3)の方法によって求めた供試体の降伏水平荷重および降伏水平変位である。

ハイブリッド実験は文献7)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、減衰定数は  $\xi = 0.05$  を用いた。前述のように、想定実橋脚と供試体との間の相似比は 8.0 とした。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 変動変位振幅繰り返し繰り返し荷重実験

供試体 S35-35I の変動変位振幅繰り返し繰り返し荷重実験結果を Fig.3 (a) に、これから得た包絡線を (b) に示す。なお、水平変位は降伏水平変位  $\delta_y$  で、水平荷重は降伏水平荷重  $H_y$  で無次元化してある。

Fig.3 (a) を見ると、プラス側、マイナス側とも、最後のサイクルで荷重が大きく低下している。これは、局

部座屈の進展によるものではなく、引張側フランジの基部の角溶接部がクラックによりまず破断し、それが母材に進展していく過程で耐力を失ったためである。このため (b) の包絡線では、最後のサイクルのデータは除外してある。ハイダクティリティー鋼製橋脚は比較的厚肉な断面となるため、局部座屈よりもむしろ母材の破断による破壊形態を示す。

(b) において、最大荷重点  $H_m$  に対応する変位  $\delta_m$  を求めると、プラス側： $8\delta_y$ 、マイナス側： $7\delta_y$  である。また、終局変位  $\delta_u$  を、最大荷重点から荷重が  $0.95H_m$  まで低下した点として求めると<sup>3)</sup>、プラス側： $9\delta_y$ 、マイナス側： $8\delta_y$  である。供試体 S35-35I の目標塑性率は前述の通り 6.0 程度と考えられるが、繰り返し荷重実験ではこれを上回る塑性率が得られている。以上より、ハイダクティリティー鋼製橋脚の設計基準を用いることで、コンクリートを充填することなく、大きな変形能が得られることが分かる。

#### 3.2 ハイブリッド地震応答実験

実験結果は Table 4 にまとめてある。表中の  $\delta_{max}$ 、 $\delta_R$ 、 $H_{max}$  はそれぞれ、最大応答変位、残留変位、最

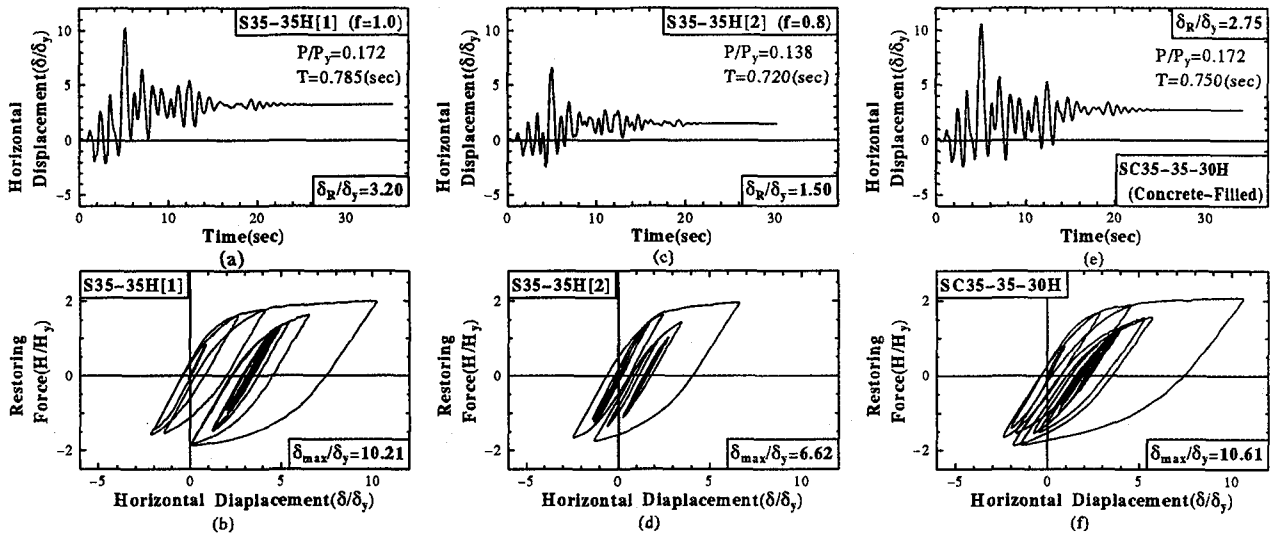


Fig. 4 Test Results of Specimen Group A ( $\bar{\lambda} = 0.35$ )

大応答変位に対する水平荷重である。

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

Group A の供試体について、 $f = 1.0$ (鋼柱)、 $f = 0.8$ (鋼柱)、 $h_c/h = 0.30$ (コンクリート部分充填鋼柱)の実験結果を Fig.4 に示す。なお、以後示す実験結果の表示においては、供試体頂部の水平変位 $\delta$ 、水平荷重(慣性力) $H$ はそれぞれ、 $\delta_y$ 、 $H_y$ で無次元化してある。

過去のJR-Takatoriを入力するハイブリッド実験では、固有周期0.8秒以下の幅広い周期帯の供試体について、最大加速度を含む波が入力した直後(Fig.2の白丸印の加速度)に約 $8 \sim 10\delta_y$ の最大応答変位が記録されていたが、 $f = 1.0$ (鋼柱)とコンクリート部分充填柱に関しては、同じ箇所と同程度の大きな変位を記録している。これに対し、 $f = 0.8$ の鋼柱では最大応答変位は、 $6.6\delta_y$ に留まっている。これは、1次設計の安全率を引き上げて設計することで軸力比 $P/P_y$ が小さくなり、供試体の最大強度までに余裕が生じたためである。一方、残留変位の値を見ると、 $f = 1.0$ の鋼柱に比べコンクリート充填柱は値が15%程小さくなっており、コンクリートを柱の基部に充填することで残留変位の低減に効果がある。また、 $f = 0.8$ の場合は、 $f = 1.0$ の時に比べ50%以上小さくなっている。これは、 $f = 0.8$ とすることで、最大応答変位が小さくなることと、一つ一つの変位振幅が小さくなることによると考えられる。

Group A の供試体では、コンクリート部分充填による残留変位低減の効果が見られた。また、 $f = 0.8$ として設計することで、 $f = 1.0$ の時に比べ、最大応答変位で35%、残留変位で50%の低減が見られた。

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

Group B について、 $f = 1.0$ (鋼柱)、 $f = 0.8$ (鋼柱)、 $h_c/h = 0.30$ (コンクリート部分充填柱)のJR-Takatori入力結果を Fig.5 に示す。

Group A に比べ、いずれのタイプの供試体についても、最大応答変位 $\delta_{max}/\delta_y$ 、残留変位 $\delta_R/\delta_y$ とも小さくなっている。これは、細長比パラメータを大きくすることで、対象橋脚の固有周期が0.2(sec)程度長くなったことによる影響と考えられる<sup>8)</sup>。この結果、細長比を大きくすることで、対象としている地震動に対しては、橋脚の要求性能<sup>9)</sup>を下げるができる。基本的にGroup Aと同様の傾向が見られ、 $f = 1.0$ の時に比べ、 $f = 0.8$ とすることで最大応答変位:15%弱、残留変位:40%、コンクリートを充填することで残留変位:25%の低減が見られた。最大応答変位を見ると、コンクリートを充填した方が $f = 1.0$ の時より $\delta_y$ 程度大きくなっているが、過去のJR-Takatori入力結果を見ると<sup>8)</sup>、最大応答変位は固有周期0.8(sec)を境に0.9(sec)以上では急激に小さくなり、 $T = 0.9 \sim 1.2$ (sec)では固有周期に対する値の変動が激しく、この結果、固有周期が0.07(sec)程度短いコンクリート充填柱の方が値が大きくなったものと考えられる。

Group B についてもGroup Aと同様、コンクリート充填は残留変位低減に、低減係数 $f$ の引き下げは最大応答変位、残留変位双方の低減に効果があるという結果が得られた。

### 3.3 コンクリート充填率の影響

Fig.6に、コンクリート充填率を変化させたGroup Aの供試体、SC35-35-30H(30%)とSC35-35-20H(20%)の結果を示す。なお比較のために、(a)、(b)に、 $f = 1.0$ の鋼柱であるS35-35H[1]の実験結果を示す。

Fig.6を見ると、最大応答変位 $\delta_{max}/\delta_y$ は3体の供試体で変わらないものの、残留変位については、コンクリートを基部に充填することによる低減の効果がSC35-35-30H、SC35-35-20Hのいずれの供試体でも見られる。しかし、その低減の程度を見ると、30%充填のSC35-

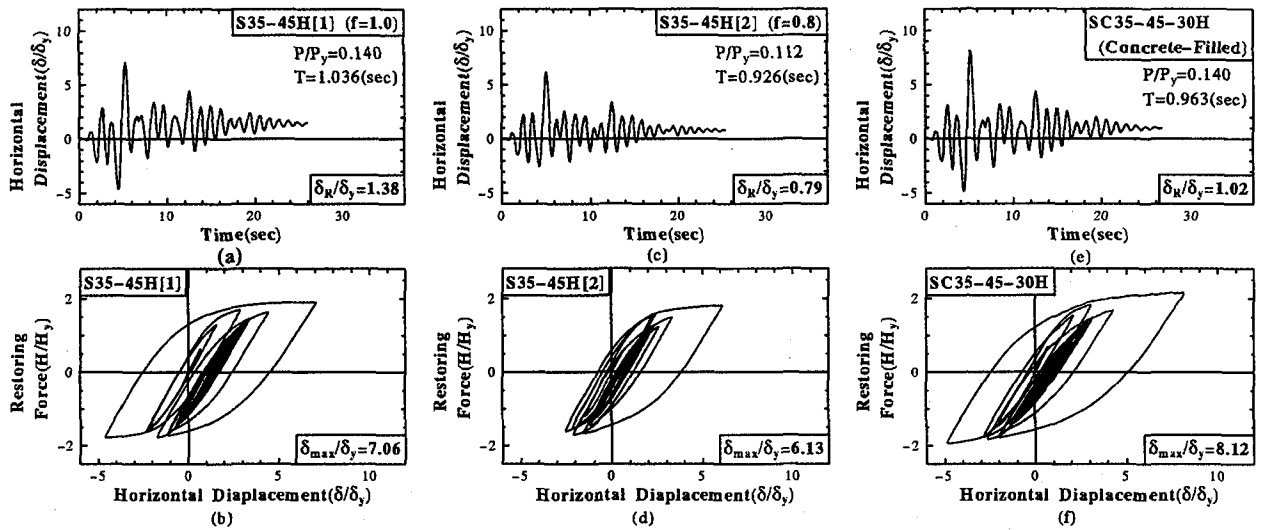


Fig. 5 Test Results of Specimen Group B ( $\bar{\lambda} = 0.45$ )

35-30Hでは15%弱であるのに対し、20%充填のSC35-35-20Hでは50%強と、コンクリート充填率が低い方が残留変位が小さくなるという興味ある結果が得られている。ここでは、この原因についての若干の考察を行う。

### (1) 終局変位と残留変位の関係

Fig.7は、SC35-35H[1]の実測寸法を用い、コンクリート充填率 $h_c/h$ のみを変化させ、一定軸力 $P/P_y = 0.172$ の基で柱頂部の水平荷重を単調増大させた弾塑性有限変位解析 (Pushover解析)<sup>3),10)</sup>を行い、水平力-水平変位関係を算定して終局変位 $\delta_u$ を求めた結果である。また、ここで取り上げる”コンクリートの最適充填高さおよび最適充填率”とは、橋脚の終局変位が最大となるようなコンクリート充填高さならびに充填率を指す<sup>10)</sup>。

塑性率 $\delta_u/\delta_y$ を見ると、コンクリート充填率が0%のときが最大であり、最適充填率は0%であることが分かる。すなわちコンクリート無充填の場合が最適であり、ハイダクティリティー鋼製橋脚の設計思想の妥当性が解析上でも立証されていると言える。

解析結果では、 $h_c/h \geq 0.25$ の場合、終局変位は $5\delta_y$ 程度となっているが、Fig.6 (d)を見ると、 $h_c/h = 0.3$ にも関わらず、約 $10\delta_y$ の最大応答変位が生じて水平荷重は上昇しており、この場合の解析結果はかなり安全側の値を示していることが分かる。この原因としては、ハイダクティリティー鋼製橋脚のように $\bar{\lambda}_s$ が小さい場合 ( $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ )、鋼断面の限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ がコンクリートの限界ひずみ $\epsilon_{u,c}$ の3~4倍に達し、その結果、コンクリートが破壊とみなされても鋼のみで耐力が維持されると考えられる。文献3),10)の破壊基準はこのようなケースを考慮しておらず、 $\epsilon_{u,s} \gg \epsilon_{u,c}$ となる場合の破

壊基準の見直しが必要である。これより、これらの解析結果の内、特に $h_c/h \geq 0.2$ の場合では、終局変位は全体的に実際よりも過小評価されていると考えられ、この点に注意する必要がある。

Fig.7中の塗りつぶした点は、実際の供試体の解析結果を示している。これを見ると、終局変位が最も大きくなるのは、コンクリートを充填しないS35-35H[1]であることが分かる。一方、ハイブリッド実験結果を見ると (Fig.6), 残留変位が小さくなるのは、終局変位 $\delta_u/\delta_y$ の小さいSC35-35-20Hである。これに対して、 $\delta_u/\delta_y$ がSC35-35-20Hと同等のSC35-35-30Hでは、残留変位は80%ほど増えており、終局変位 $\delta_u/\delta_y$ の最も大きなS35-35H[1]は、SC35-35-20Hの2倍以上もの残留変位が生じている。以上の結果より、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する場合、橋脚の終局変位の大きさと、残留変位との相関性は薄いものと考えられる。つまり、コンクリートの最適充填時に必ずしも残留変位が小さくなるわけではない。

従って、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ために、橋脚基部にコンクリートを充填する場合、その最適な充填高さは、終局変位の大きさ以外の指標で決定する必要がある。

### (2) コンクリート部分充填より得られる残留変位低減の効果

Specimen Group A, Bの実験結果より、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することで、残留変位を低減させる効果があることが分かった (Fig.4 ~ Fig.6)。実験結果より、コンクリートを基部に充填することで残留変位が減る理由として、充填コンクリートによる橋脚基部での局部座屈発生抑止効果が上げられる。JR-Takatoriを入力したGroup A,

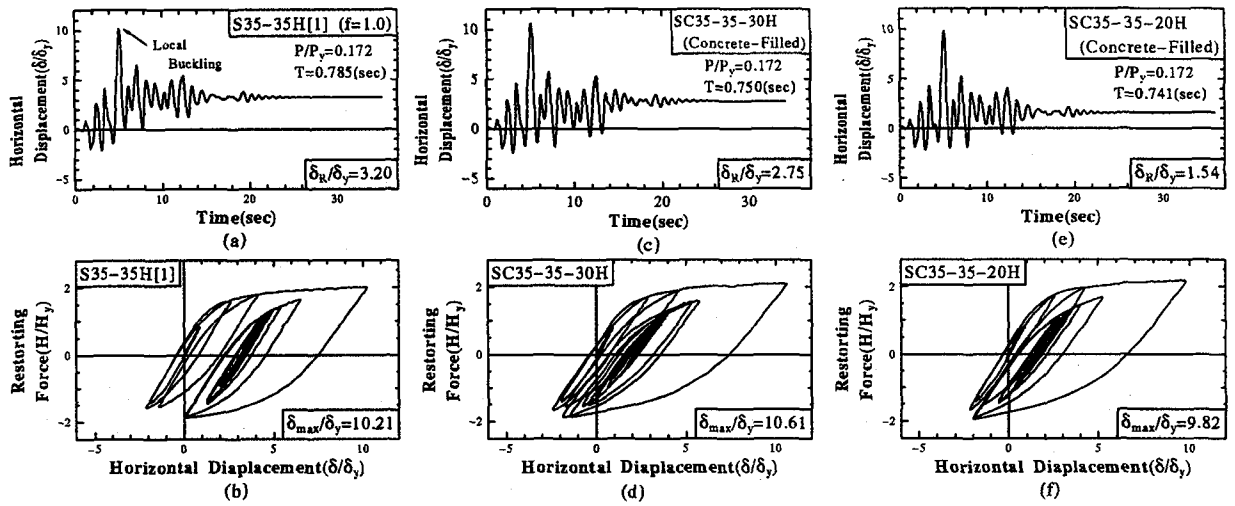


Fig. 6 Comparison of Test Results of S35-35H[1] (without concrete), SC35-35-30H ( $h_c/h = 0.3$ ) and SC35-35-20H ( $h_c/h = 0.2$ )

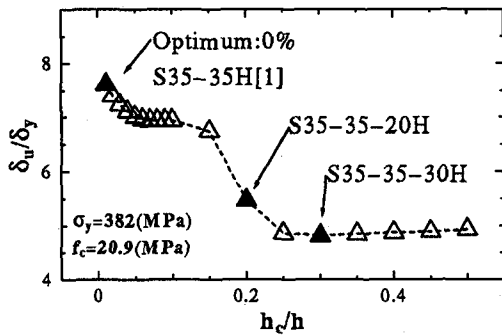


Fig. 7 Optimum Height of Concrete-Filled Columns (Specimen Group A)

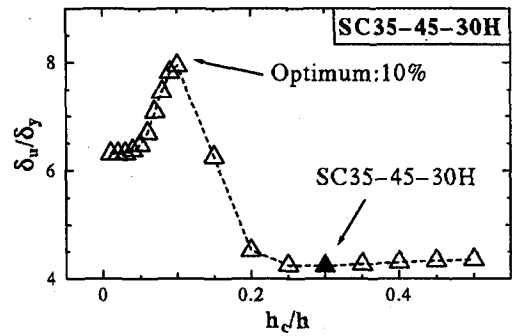


Fig. 9 Optimum Height of Concrete-Filled Columns (Specimen Group B)

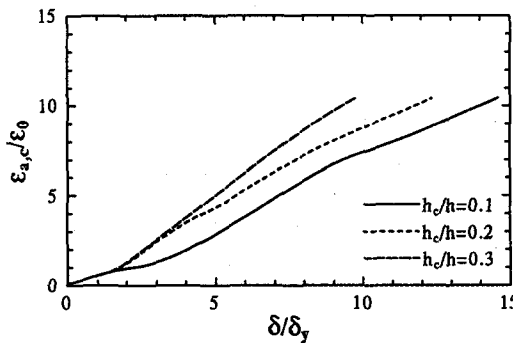


Fig. 8 Effect of Concrete-Height ( $h_c/h$ ) on Average Strains in Filled-in Concrete ( $\epsilon_0 = 0.0023$ )

に、柱基部にコンクリートを充填する効果として、局部座屈の発生および進展の抑制が挙げられるが、このことから、コンクリート充填柱の実験で残留変位が低減されたのは、橋脚基部での局部座屈発生が充填コンクリートにより抑制されたためと考えられる。一方 Fig.8 は、Fig.7の解析において、 $h_c/h = 0.10$ ,  $h_c/h = 0.20$ ,  $h_c/h = 0.30$ とした時の、コンクリート充填部の有効破壊長領域<sup>3)</sup>におけるコンクリート最縁端に生ずる圧縮ひずみの平均ひずみと、水平変位の関係を示したものである。なお、平均ひずみ $\epsilon_{a,c}$ は文献<sup>3)</sup>で示されたコンクリートの最大圧縮応力時ひずみ： $\epsilon_0 = 0.0023$ で無次元化してある。

Group Bの実験では、 $f = 1.0$ で設計した供試体については、実験終了時に橋脚基部に微小な座屈波形がみられた。また、 $f = 0.8$ の時でも橋脚の応答変位が最大となるときには、圧縮側フランジ基部に微小な座屈波形が確認された。一方、コンクリート部分充填柱の実験では、実験を通して座屈は全く生じなかった。一般

これを見ると、コンクリートの充填率が最適である0%よりも高くなるにつれ、コンクリート充填部の平均ひずみは進展するのが早くなっている。一般にコンクリートの充填率が最適よりも大きくなると、柱の変形は基部のコンクリート充填部に集中し、中空断面部はほとんど変形せず、エネルギー吸収および損傷は基

部に集中することになる<sup>11)</sup>。Fig.8の結果はこれを明確に示しており、このことから考えると、最適充填率が0%に近いハイダクティリティー鋼製橋脚にコンクリートを充填する場合、その充填率は過度に大きくしない方がよいことになる。

以上より、ハイダクティリティー鋼製橋脚にコンクリートを充填する場合、

- 局部座屈の発生を抑止出来る。
- 出来るだけ充填率は低くする。

の2条件を満たす充填率、すなわち局部座屈を抑制できる最低の充填率が最適であると考えられる。そこで、本研究では、有効破壊長の概念<sup>3)</sup>に従い、有効破壊長 $l_e$ をハイダクティリティー鋼製橋脚にコンクリートを充填する場合の最適充填高さとして提案する。

有効破壊長 $l_e$ はフランジ幅を $b$ として、箱形断面に対し $l_e = 0.7b$ で与えられる。SC35-35-30HとSC35-35-20Hの充填高さを比べると、SC35-35-30H： $h_c \simeq 1.5b$ 、SC35-35-20H： $h_c \simeq b$ となり、ハイブリッド実験において残留変位が大きく低減されたSC35-35-20Hの方は有効破壊長に近く、この提案の妥当性を裏付ける結果であると言える。

Fig.9は、Fig.7と同様の解析を $\bar{\lambda} = 0.45$ の供試体SC35-45-30Hの実測寸法を用いて行った結果である。Fig.7とFig.9を比べると、SC35-45-30Hは、他の3体とは異なり明確な最適充填率を持っている(最適：10%)。固有周期を延ばして橋脚の目標塑性率を引き下げる目的などで<sup>9)</sup>、ハイダクティリティー鋼製橋脚の細長比パラメータを大きくする場合は、橋脚について最適充填率が存在する。そのため、残留変位の低減のため基部にコンクリートを充填する場合は、コンクリートの最適充填率を決定する設計が必要である。

#### 4. 残留変位による機能保持性の判定

ここでは、文献3)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3)によると、残留変位の制限値と損傷の分類の関係はTable 5の通りである。

Fig.10に、JR-Takatori入力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 $h$ で無次元化した値を示す。Fig.10には、参考のために、過去のハイダクティリティー鋼製橋脚に対するJR-Takatori地震動の入力結果<sup>2)</sup>も併せて示す。

Group Aの供試体( $T=0.7\sim 0.8$ (sec)付近の供試体)についてみると、低減係数を $f = 0.8$ とすることで損傷度分類がA<sub>2</sub>ランク(崩壊)からA<sub>1</sub>ランク(大損傷)に下がっている。コンクリート部分充填柱を見ると30%充填したものがA<sub>2</sub>ランク(崩壊)とみなされているが、20%充填したのものについてはA<sub>1</sub>ランク(大損傷)に抑えられ

ている。Group Aの橋脚にコンクリートを充填する場合については、3(3)b)で考察したように、充填高さを有効破壊長である $0.7b$ (今回のGroup Aの供試体について言うと、コンクリート充填率で $h_c/h \simeq 0.14$ )まで落とすことでさらに改善の余地があると考えられる。

Group B( $T=0.9\sim 1.1$ (sec)付近の供試体)に関しては、 $f = 0.8$ とすることで損傷度分類はBランク(中損傷)となっている。コンクリートを充填した場合についてはBランク(中損傷)となっているが、3(3)b)で考察したように、この場合についてもコンクリートの最適充填率の設計を行うことでさらに損傷を抑えることは可能であろう。

本研究では、本章の最初に述べた方策により、JR-Takatori地震動入力時の残留変形による損傷度分類を崩壊から中損傷(B)~大損傷(A)に抑えることが可能であるという結果が得られた。しかし、構造物の重要度によっては、損傷度分類を小損傷(C)以下に抑える必要がある。JR-Takatori地震動の入力に対し損傷度指標を小損傷(C)以下に抑える策として、ここでは、以下の方法を提案する。

- ① ハイダクティリティー鋼製橋脚に対しては、有効破壊長 $l_e$ だけコンクリートを充填する。
- ② ハイダクティリティー鋼製橋脚の固有周期が1秒程度以上になるように細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を大きくし、この橋脚に対して、コンクリート充填率の最適設計を行う。

②で固有周期1秒以上としたのは、過去のJR-Takatoriを用いたハイブリッド実験結果において、固有周期1秒以上で残留変位が低減する傾向が見られたことによる<sup>8)</sup>。

この他の方法としては、免震支承の導入が上げられ、これに対するハイブリッド地震応答実験の実施が課題として挙げられる。

#### 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、一次設計の際の安全率引き上げとハイダクティリティー鋼製橋脚基部へのコンクリートの充填を取り上げ、その効果をハイブリッド地震応答実験により検証した。ハイダクティリティー鋼製橋脚とは力学的パラメータに制限を設け、目標塑性率を確保させた橋脚で、本研究では、5.5あるいは6.0の塑性率を目標とした橋脚を対象としている。ハイブリッド実験に使用した地震動としては、過去のハイブリッド実験で鋼製橋脚モデルに対して最も大きな応答を与えた、JR警報地震計(鷹取)観測地震動(JR-Takatori)を用いた。

実験にあたっては、①式(1)、(2)の右辺の $f$ (低減係数)を1.0として設計したハイダクティリティー鋼製



Table 5 Damage Degrees Proposed in Ref.(3)

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

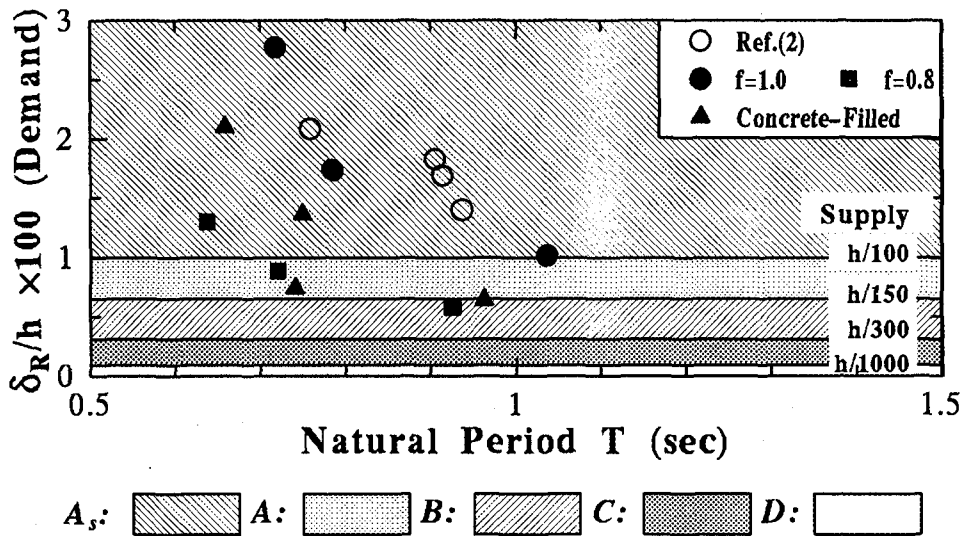


Fig. 10 Comparison between Supply(Limits of Residual Displacement) and Demand (Experimental Residual Displacement)

橋脚, ② 低減係数を  $f = 0.8$  とすることで安全率を引き上げて設計したハイダクティリティー鋼製橋脚, ③ 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したコンクリート部分充填鋼製橋脚, の3タイプの供試体を, フランジ幅厚比パラメータ  $R_f$  を0.35に固定し, Group A : 細長比パラメータ  $\bar{\lambda} = 0.35$  (目標塑性率 6.0), Group B :  $\bar{\lambda} = 0.45$  (目標塑性率 5.5) の2つの異なる設計条件で作成し, ハイブリッド地震応答実験を行うことで供試体の耐震性能について確認, 検証を行った。

実験結果を基に, 初めに取り上げた残留変位低減の方策について, その効果を確認し, 文献3)の考えを基に機能保持性の評価を行うことで, 方策の妥当性を検証した。これより以下のような結論が得られた。

Group A 橋脚 ( $\bar{\lambda} = 0.35$ )

- (1) ハイダクティリティー鋼製橋脚に対して, 低減係数を  $f = 0.8$  に引き下げて安全率を引き上げると等価な設計を行うことで, 最大応答変位を35%, 残留変位を50%程度低減させることが出来た。
- (2) これにより, JR-Takatori入力時の機能保持性評価は,  $A_s$  ランク(崩壊)よりAランク(大損傷)に抑えられた。(  $A_s$  ランク, Aランク, …についてはTable 5 参照)
- (3) 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することで残留変位の低減に効果が見られたが, 充填率をあまり高くすると, 残留変位はかえって大きくなる。
- (4) コンクリートの充填高さ  $h_c$  は, 局部座屈が抑制出来る最低の高さが最適と考えられ, これより, 有

効破壊長<sup>10)</sup>  $l_e (= 0.7b)$  程度とするのが妥当であると考えられる。

- (5)  $h_c \simeq 1.5b$  (30% コンクリート充填) では、残留変位は小さくなったものの  $A_s$  ランク (崩壊) を免れなかったが、 $h_c \simeq 1.0b$  (20% コンクリート充填) と  $h_c$  を有効破壊長  $l_e$  に近づけることで  $A$  ランク (大損傷) に抑えることが出来た。  $h_c$  を有効破壊長とすることでさらに残留変位を低減させることが出来ると考えられる。

#### Group B 橋脚 ( $\bar{\lambda} = 0.45$ )

- (1)  $f = 0.8$  とすることで、最大応答変位、残留変位とも低減された。これにより、JR-Takatori 入力時の安全性評価は、 $A_s$  ランク (崩壊) から  $B$  ランク (中損傷) となった。
- (2) 柱高さの 30% コンクリートを充填することで、安全性評価は  $A_s$  ランク (崩壊) から  $B$  ランク (中損傷) となった。
- (3) このタイプの橋脚については、文献 3) に示されたコンクリート充填率に対する最適設計を行うことで、残留変位をさらに低減させる余地がある。

以上の結論は入力地震動が JR 鷹取地震動に対して得られたものである。この地震動は橋脚に際立って大きな応答変位、残留変位を与えるもので、この特定の地震動に対し残留変位を例えば  $C$  ランク (小損傷) 程度 (Table 5 参照) まで抑制するのは容易ではないし、現実的かどうかにも疑問が残る。今後はより多くの地震動に対して検証を行い、統計的な観点から考察を加えていくことが肝要であろう。

**謝辞:** 本研究は、平成 9 年度文部省科学研究費・特定領域研究「都市直下地震」(研究代表者 小谷俊介東大教授) の補助金および名古屋高速道路公社からの委託研究費を使用して行った。

#### 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) 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.
- 4) Y. Nakamura: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information No.23c, Railway Technical Research Institute, Feb. 1995.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12.
- 6) 福本 啓士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987.
- 7) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美 勉: 相似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.

- 8) 才塚邦宏, 宇佐美 勉, 芳崎一也, 鈴木森晶: 兵庫県南部指針観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp.119-129, 1997.1.
- 9) 宇佐美 勉, 鈴木 森晶, 水越 秀和: 鋼製橋脚の要求性能と保有性能, 橋梁と基礎, Vol.32 No.1, pp.45 - 49, 1998. 1.
- 10) 宇佐美 勉, 鈴木森晶, Iraj H.P.Mamaghani, 葛 漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995. 10.
- 11) 名古屋高速道路公社, 名古屋大学工学部土木工学科: コンクリートを中詰めした鋼製橋脚の耐震設計法の開発に関する研究(その 4)(報告書), 1996. 3.

(1998 年 9 月 18 日 受付)