

# 細長比パラメータの大きな コンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動

鈴木俊光<sup>1</sup>・宇佐美勉<sup>2</sup>・伊藤義人<sup>3</sup>・豊島徑<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 三菱重工(株) 横浜製作所(〒231 横浜市中区錦町12)

<sup>2</sup>フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 名古屋大学教授 理工科学総合研究センター(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

<sup>4</sup>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)(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

細長比パラメータ $\lambda$ が比較的大きなコンクリート部分充填鋼柱( $\lambda = 0.5 \sim 0.7$ )の地震応答特性を調べるため、ハイブリッド地震応答実験により合計6体の供試体(うち1体は無充填鋼柱)について実験を行った。その結果、細長比パラメータの大きな柱は、大きな残留変位は生じないものの、応答変位が大きくなることを確認した。

**Key Words :** pseudo-dynamic test, concrete-filled steel slender bridge pier, earthquake response, maximum response displacement, residual displacement

## 1. 序論

著者らは、これまでにコンクリートを柱基部に部分的に充填した鋼製橋脚の繰り返し載荷実験、およびハイブリッド地震応答実験を行ってきたが<sup>(1)~(6)</sup>、それらの実験で用いられてきた供試体は、細長比パラメータ $\lambda$ (後述の式(2))が0.3~0.5と比較的小さなものであった<sup>(7)~(9)</sup>。

しかしながら、都市内の高速道路などにおいては、景観や騒音等を配慮して、橋脚の高さが初期に建設されたものよりも高くなり、橋脚がかなり細長くスレンダーなものとなることがある。そのような細長い鋼製橋脚に対しては、耐震性能を向上させるために、橋脚の基部にコンクリートを充填することが望ましいと思われる。しかしながら、これまでの実験においては比較的小さい細長比パラメータが大きいコンクリート部分充填鋼柱の準静的実験、およびハイブリッド地震応答実験は行われておらずその挙動は明確になっていない。

本研究では、このような細長比パラメータが比較的大きな( $\lambda = 0.5 \sim 0.7$ )コンクリート部分充填鋼柱5体と比較のため無充填鋼柱1体を製作し、ハイブリッド地震応答実験によりその耐震性能ならびに、強震時挙動を実験的に確かめた。

## 2. 実験概要

### (1) 実験計画

実験に用いた供試体のパラメータとその形状をそれぞれTable 1とFig.1に示す。Table 1の供試体名で最

初のSは補剛断面であること、Cはコンクリートを充填していること、その後の数値は順に幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、コンクリート充填率を表している。なお、[A]、[B]は同一パラメータの供試体であるが、入力地震波の違いを区別するためのものである。最後のHはハイブリッド実験を行ったことを表している。その他のTable 1中の記号の意味は、Fig.1に示してある。

フランジの幅厚比パラメータ $R_f$ と充填コンクリートを無視した鋼柱の細長比パラメータ $\lambda$ は次式によって表される。

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

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

ここに、 $b$  = フランジの板幅、 $t$  = フランジの板厚、 $\sigma_y$  = 鋼の降伏応力、 $E$  = 鋼の弾性係数、 $\mu$  = 鋼のポアソン比、 $k$  = 板の座屈係数(=  $4n^2$ )、 $n$  = フランジ板のサブパネル数、 $K$  = 有効座屈長係数(= 2.0)、 $h$  = 柱の長さ、 $r$  = 鋼の断面二次半径である。

本研究で用いた供試体は板厚が4.5mmのSS400材で製作され、柱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。補剛断面の縦方向補剛材はフランジ、ウェブに等間隔に1本または2本を入れ、剛比は線形座屈理論から求められる最適補剛材剛比 $\gamma^*$ の3倍とした。構成板の溶接方法はレ型溶接と脚長4mmの片面すみ肉溶接を併用した<sup>(10),(11)</sup>。使用鋼材およびコンクリートの材料

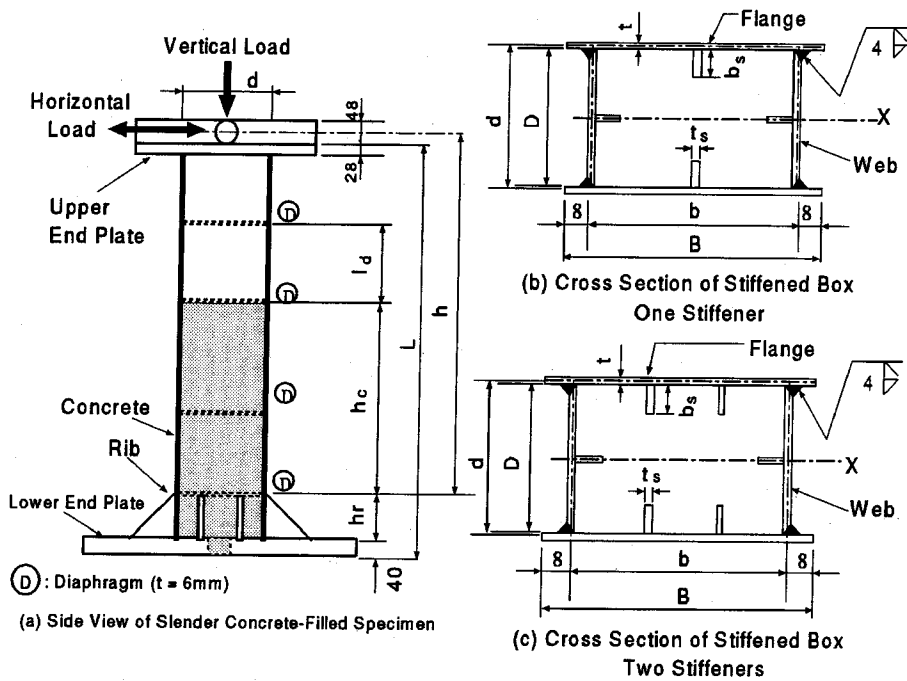


Fig.1 Test Specimen

Table 1 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	$R_f$	$\bar{\lambda}$	$L$ (mm)	$h$ (mm)	$t$ (mm)	$b$ (mm)	$d$ (mm)	$b_s$ (mm)	$t_s$ (mm)	$l_d$ (mm)	$h_c/h$
S45-50H	0.39	0.49	1954	1748	5.02	305	204	44	4.5	198	-
SC45-50-3H	0.39	0.48	1954	1749	5.00	306	205	44	4.5	198	0.3
SC45-60-3H[A]	0.45	0.62	1654	1468	4.75	204	144	31	4.5	198	0.3
SC45-60-3H[B]	0.44	0.62	1654	1468	4.76	204	144	31	4.5	198	0.3
SC45-70-3H	0.42	0.76	1954	1778	5.01	203	143	31	4.5	198	0.3
SC45-70-5H	0.39	0.69	1954	1781	4.99	204	144	31	4.5	198	0.5

定数の試験結果を Table 2 と Table 3 にそれぞれ示す。

### 3. ハイブリッド地震応答実験手法ならびに実験装置

#### (1) 実験手法

本研究で行ったハイブリッド地震応答実験は実橋脚を1質点系のモデルに置き換え、実験により供試体の復元力を直接測定し、その値をコンピュータの数値計算にフィードバックし、そのモデルの運動方程式を逐次解いて実験を進めていくものである。実験手法および実験装置については文献7)に詳しく説明してあるのでそちらを参照されたい。なお、本実験で用いた実験手法は相似モデル解析型手法<sup>7)</sup>であり、相似比は  $S = 8$  を想定している。

#### (2) 入力地震波と軸力比

実験に用いた地震波は建設省土木研究所が提案する3つの地震時保有水平耐力照査用 Level 2 地震波 (I, II, III 種地盤用地震波)<sup>12)</sup>の内、最大加速度は360galと小さいが、一番残留変位が出やすいと思われるI種地盤用地震波、そして最大加速度が442.9galと大きくかつ振動継続時間の長いIII種地盤用地震波である。

上部工重量を想定した軸力比  $P/P_y$  ( $P$  = 軸力,  $P_y$  = 鋼断面についての降伏軸力) は道路橋示方書<sup>13)</sup>に準じて求めた。ただし、供試体のはり一柱としての強度式は次式(3)~(7)によった<sup>14)</sup>。なお、充填コンクリートによる影響は無視する。

Table 2 Tension Coupon Test Results

$E$	$\sigma_y$	$\epsilon_y$	$\mu$	$E_{st}$	$\epsilon_{st}$	$\delta_{el}$
Test Specimen S45-50H						
206	274	0.133	0.278	3.28	1.24	36.8
Test Specimen SC45-50-3H						
206	272	0.132	0.303	4.15	1.25	36.8
Test Specimen SC45-60-3H[A], SC45-60-3H[B]						
207	318	0.153	0.279	3.02	1.37	34.3
Test Specimen SC45-70-3H, SC45-60-3H[B]						
207	314	0.152	0.289	3.53	1.65	36.5
Test Specimen SC45-70-5H						
206	268	0.130	0.282	3.75	1.22	36.6

$E$  = Young's Modulus( $kN/mm^2$ )  
 $\sigma_y$  = Yield Stress( $N/mm^2$ )  
 $\epsilon_y$  = Yield Strain(%),  $\mu$  = Poisson's Ratio  
 $E_{st}$  = Strain Hardening Modulus( $kN/mm^2$ )  
 $\epsilon_{st}$  = Strain at Onset of Strain - Hardening(%)  
 $\delta_{el}$  = Elongation(%)

Table 3 Material Properties of Concrete

Days	$E_c$	$\mu_c$	$f_c$
Test Specimen SC45-50-3H			
14	17.2	0.137	18.9
Test Specimen SC45-60-3H[B]			
30	18.4	0.159	22.1
Test Specimen SC45-70-3H, SC45-70-5H, SC45-60-3H[A]			
17	16.9	0.170	18.8

$E_c$  = Young's Modulus( $kN/mm^2$ )  
 $\mu_c$  = Poisson's Ratio  
 $f_c$  = Uniaxial Compressive Strength( $N/mm^2$ )

[設計条件式 1]

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{0.85\nu M_0}{Q_B M_y (1 - \nu P/P_E)} \leq 1.0 \quad (3)$$

$$\frac{\nu P}{Q P_y} + \frac{\nu M_0}{Q_B M_y} \leq 1.0 \quad (4)$$

[設計条件式 2]

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{0.85\nu M_0}{M_p (1 - \nu P/P_E)} \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\frac{\nu P}{P_y} + \frac{0.85\nu M_0}{M_p} \leq 1.0 \quad \left(\frac{\nu P}{P_y} \geq 0.15\right) \quad (6)$$

$$\frac{\nu M_0}{M_p} \leq 1.0 \quad \left(\frac{\nu P}{P_y} \leq 0.15\right) \quad (7)$$

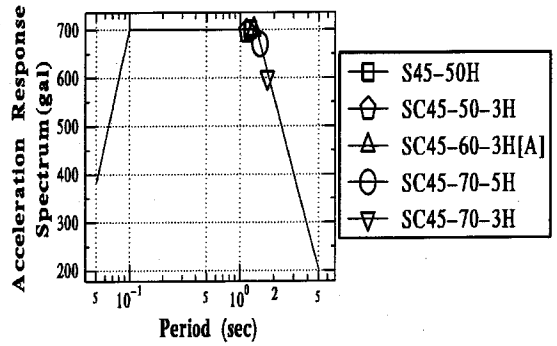


Fig.2 Acceleration Response Spectrum of PWRI Level 2 Accelerogram

ここに、 $\nu$  = 安全率 (=1.14),  $Q$  = 鋼断面の圧縮強度,  $Q_B$  = 鋼断面の曲げ強度,  $M_y$  = 降伏モーメント,  $M_p$  = 全塑性モーメント,  $P_u$  = 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,  $M_0$  = 柱基部の曲げモーメント (=  $k_h h P$ ),  $k_h$  = 震度法<sup>10)</sup>に基づく設計水平震度である。ただし、前述のように  $P_y$ ,  $M_y$ ,  $M_p$ ,  $P_u$ ,  $P_E$  は、充填コンクリートの影響を無視して求める。なお、設計条件式 2 は全塑性モーメントの期待できる断面に対する設計式<sup>15)</sup>である。

上の各式において、各供試体について計算された数値を入力し、条件を満たすような最大の軸力比 ( $P/P_y$ ) をそれぞれ求め、求められた軸力の内、小さい方の値を軸力比として選び、実験に用いる軸力  $P$  を決定した。

Table 4に、ハイブリッド実験において用いた各パラメータの値および入力地震動を示す。S45-50H 供試体を除き、いずれの供試体も、複数回のハイブリッド実験を終えた後、変動変位振幅実験 (I.A.) を行い破壊性状を観察した。 $H_{y0}$  は軸力が零のときの充填コンクリートを無視した鋼柱の初期降伏水平力 (=  $M_y/h$ ),  $\delta_{y0}$  はそれに対応する柱頂部の水平変位であり、次式で定義される。

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (8)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (9)$$

ここに、 $I$  は充填コンクリートを無視した鋼断面の断面二次モーメントである。

また、 $H_y$  は軸力を考慮した鋼柱の限界荷重で式 (3), (4) において、 $\nu = 1.0$ ,  $M_0 = Hh$  とおき、水平荷重  $H$

Table 4 Parameters and Experimental Conditions

Load Sequence	G.T.	D.F.	$P/P_y$	$T$ (sec)	$H_{y0}$ (kN)	$\delta_{y0}$ (cm)	$H_y$ (kN)	$\delta_y$ (cm)	$M \times 10^{-2}$ (kN · sec <sup>2</sup> /cm)
Test Specimen S45-50H									
1st	I	1	0.148	1.23	67.3	1.07	52.4	1.034	3.07
Test Specimen SC45-50-3H									
1st	I	1	0.143	1.14	67.5	1.08	52.3	0.919	2.94
2nd	I	1	0.148	1.23			52.0	1.025	3.04
3rd	I	1	0.148	1.23			52.0	1.021	3.03
4th	I	1	0.149	1.26			51.9	1.058	3.06
5th(I.A.)	—	1	0.148	1.23			52.0	1.029	3.04
Test Specimen SC45-60-3H[A]									
1st	I	1	0.130	1.32	40.3	1.28	32.5	1.508	2.01
2nd	I	1	0.132	1.36			32.5	1.159	2.02
3rd	I	1	0.132	1.35			32.5	1.150	2.04
4th	III(+ 200gal)	1	0.082	1.07			34.4	1.225	1.28
5th(I.A.)	—	1	0.133	1.36			32.5	1.167	2.05
Test Specimen SC45-60-3H[B]									
1st	III	1	0.083	1.05	40.2	1.28	34.2	1.167	1.27
2nd	III	2	0.100	1.23			33.5	1.309	1.54
3rd	III(+ 100gal)	2	0.100	1.29			33.5	1.430	1.54
4th	III(+ 200gal)	2	0.100	1.31			33.5	1.467	1.54
5th	III(+ 300gal)	2	0.100	1.30			33.5	1.458	1.54
6th	III(+ 400gal)	2	0.100	1.33			33.5	1.523	1.54
7th(I.A.)	—	2	0.100	1.35			33.5	1.564	1.54
Test Specimen SC45-70-3H									
1st	I	1	0.128	1.75	34.2	1.91	26.6	1.642	1.96
2nd	I	1	0.131	1.84			26.5	1.760	2.01
3rd	I	1	0.132	1.85			26.5	1.778	2.02
4th	III(+ 200gal)	1	0.069	1.65			28.4	1.917	1.07
5th(I.A.)	—	1	0.134	1.92			26.4	1.881	2.05
Test Specimen SC45-70-5H									
1st	I	1	0.122	1.55	29.3	1.57	23.1	1.380	1.59
2nd	I	1	0.126	1.65			23.0	1.502	1.64
3rd	I	1	0.126	1.65			23.0	1.507	1.64
4th	III(+ 200gal)	1	0.070	1.24			24.5	1.632	0.92
5th(I.A.)	—	1	0.132	2.20			22.9	1.696	1.72
Note : D.F. = Design Formula , $P/P_y$ = Axial Load / Yield Axial Load , G.T. = Ground Type $T$ = Natural Period of Real Bridge(Scale Factor = 8) $H_{y0}$ = Yield Horizontal Load when $P=0.0$ , $\delta_{y0}$ = Deflection of Column Top at $H_{y0}$ $H_y$ = Predicted Limit Horizontal Load $\delta_y$ = Deflection of Column Top at $H_y$ , I.A. = Incremental Amplitude Test $M$ = Mass used in the Test									

について解いた式から求められる小さい方の値である。 $\delta_y$ はそれに対応する柱頂部の水平変位である。

固有周期  $T$ は、相似比  $S = 8$  を持つ想定実橋に対するものである。建設省土木研究所の Level 2 地震波・地盤種 I の加速度応答スペクトル<sup>12)</sup>によると、Fig.2に示すように  $T = 1.4$  秒まで応答加速度が 700gal と一定値を示し、それより固有周期が大きくなると、応答加速度は低減領域に入る。想定橋脚の固有周期を見てみると、SC45-70-3H 供試体の応答加速度が最も低減しており、他は、ほぼ一定領域にあることが分かる。

#### 4. 実験結果ならびに考察

##### (1) 実験結果

Table 5に実験終了時の残留変位 $\delta_R$ 、残留変位を柱長さ  $h$  で除した量、最大応答変位 $\delta_{max}$ 、最大応答変位を降伏変位 $\delta_y$  で除した量、履歴吸収エネルギー  $E_i$ (履歴

ループの囲む面積) を弾性エネルギー  $E_e$  で除した量を示す。ただし、残留変位は実験終了時の値ではなく、自由振動により収束すると考えられる変位を残留変位としている。同表中の最後の欄には、各実験終了時の供試体の損傷度(局部座屈)の程度が示してあり、Nは局部座屈が見られなかったもの、B1は手で触れて座屈変形が分かる程度の軽微な損傷、B2は目視により座屈変形が分かる大きな損傷を表す。なお、今回の実験では局部座屈はすべて、コンクリートを充填した柱基部に生じ、コンクリート充填部の上側の無充填部には生じていない。Photo 1 に変動変位振幅実験終了後の供試体の写真を示す。

##### (2) 鋼柱とコンクリート充填鋼柱の比較

今回の実験において、同一パラメータで鋼柱とコンクリート充填鋼柱を比較できるものは S45-50H(鋼柱) と

Table 5 Residual Displacements and Maximum Displacements

Load Sequence	G.T.	$\delta_R$ (cm)	$\delta_R/h$	$\delta_{max}$ (cm)	$\delta_{max}/\delta_y$	$(\sum E_i)/E_e$	Degree of Buckling
Test Specimen S45-50H							
1st	I	-1.803	-0.0103	4.43	4.28	19.9	B1
Test Specimen SC45-50-3H							
1st	I	-0.921	-0.0053	3.66	3.98	18.6	N
2nd	I	-0.540	-0.0031	3.70	3.61	17.9	N
3rd	I	-0.313	-0.0018	3.67	4.61	18.0	N
4th	I	-0.329	-0.0019	3.78	3.58	180	N
5th(I.A.)	—	—	—	9.65	10.5	584	B2
Test Specimen SC45-60-3H[A]							
1st	I	-1.799	-0.0122	4.58	4.13	21.1	N
2nd	I	-1.323	-0.0090	4.49	3.87	20.9	N
3rd	I	-0.938	-0.0064	4.37	3.80	20.9	N
4th	III(+200gal)	1.117	-0.0076	6.48	5.29	133	B1
5th(I.A.)	—	—	—	9.05	7.75	373	B2
Test Specimen SC45-60-3H[B]							
1st	III	0.010	-0.0001	3.55	3.05	49.3	N
2nd	III	-0.347	-0.0024	4.22	3.22	73.4	N
3rd	III(+100gal)	0.256	-0.0017	5.42	3.79	112	N
4th	III(+200gal)	-0.019	-0.0001	6.45	4.40	161	B2
5th	III(+300gal)	-0.238	-0.0016	8.00	5.49	224	B2
6th	III(+400gal)	0.059	-0.0004	10.2	6.70	288	B2
7th(I.A.)	—	—	—	8.99	5.75	183	B2
Test Specimen SC45-70-3H							
1st	I	-1.802	-0.0101	5.77	3.51	25.5	N
2nd	I	-0.417	-0.0041	5.62	3.19	25.1	N
3rd	I	-0.697	-0.0039	5.71	3.21	25.1	N
4th	III(+200gal)	1.597	-0.0090	7.97	4.16	91.0	B1
5th(I.A.)	—	—	—	8.77	4.66	187	B2
Test Specimen SC45-70-5H							
1st	I	-1.497	-0.0080	5.15	3.73	18.5	N
2nd	I	-0.704	-0.0037	4.98	3.32	20.9	N
3rd	I	-0.332	-0.0018	4.93	3.27	21.4	N
4th	III(+200gal)	0.889	-0.0048	7.07	4.33	99.8	N
5th(I.A.)	—	—	—	9.34	5.51	302	B2
Note, $\delta_R$ =Residual Displacement, $\delta_{max}$ =Maximum Displacement							
$E_e=(H_y \cdot \delta_y)/2, E_i$ =Energy Absorption per Cycle							
Degree of Buckling: N=None, B1=Slightly Buckled, B2=Severely Buckled							

SC45-50-3H(コンクリート充填鋼柱, 充填率 30%) である。入力地震波はI種地盤用 Level 2 地震波である。

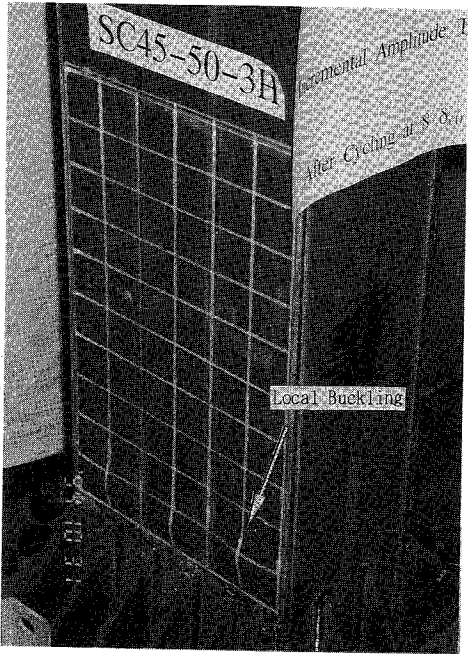
まず、Table 5 の中の残留変位を比較してみると、鋼柱では-1.803 cm、コンクリート充填鋼柱では-0.921 cm とコンクリートを充填した方が約 50% 程度、残留変位が小さくなっており、残留変位の低減には明らかにコンクリートの充填効果が現れている。逆に言えば、コンクリートを充填しなければ残留変位が、破壊の安全性を評価する暫定基準値である柱長さ  $h$  の  $1/100$  を越える残留変位が残ることより、細長比パラメータが大きい鋼柱は地震動を受けた後、使用が困難になることが予想される。残留変位が小さく抑えられていても最大応答変位が大きくなりすぎると、上部構造を互いに連結している落橋防止装置を破壊して桁が落下したり、隣り合う桁同士が衝突することも考えられる。そこで、

最大応答変位を比較すると、鋼柱は 4.43 cm であるのに対して、コンクリート充填鋼柱は 3.66 cm となっており、コンクリートの充填効果による最大応答変位の低減効果が現れていることがわかる。ただし、その低減効果は残留変位の場合と比較するとかなり小さい。

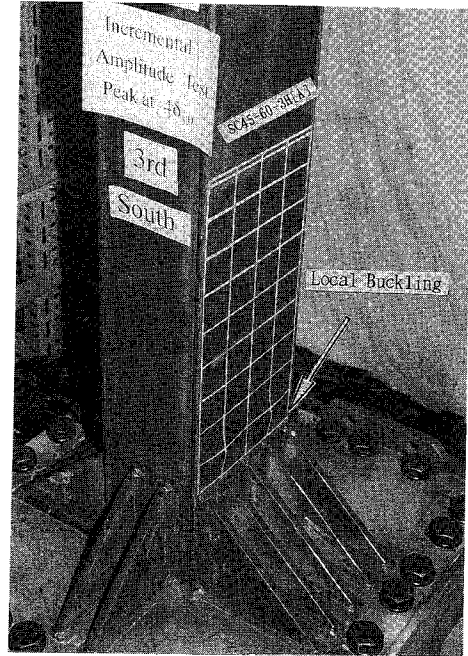
### (3) 細長比パラメータが大きいコンクリート充填鋼柱の挙動比較

細長比パラメータが各々 0.5, 0.6, 0.7 と比較的大きな値を持つ、コンクリートを基部に充填した鋼柱の強震時挙動をハイブリッド地震応答実験により明らかにした。

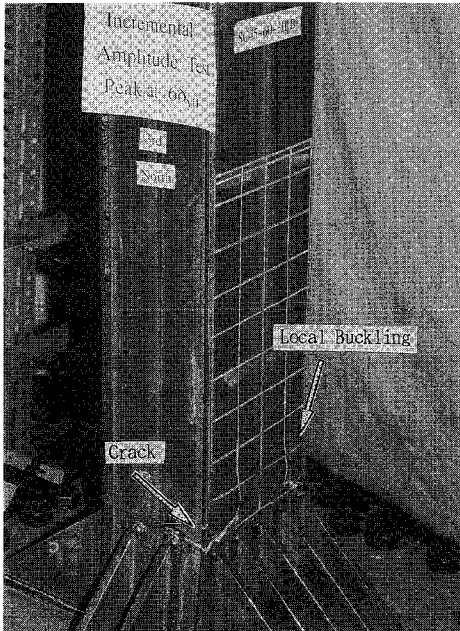
実験に使用した入力地震波<sup>12)</sup>を Table 4 に示す。実際に、同一地震波が連続して発生する可能性は低いと思われるが、残留変位、最大応答変位などの地震応答



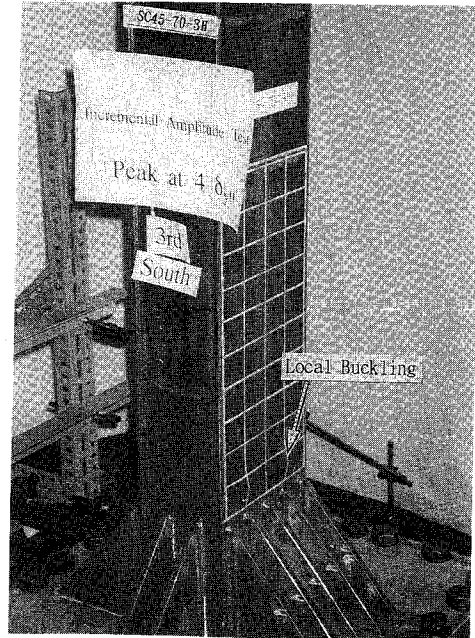
(a) SC45-50-3H  
(End of 5th loading)



(b) SC45-60-3H[A]  
(End of 5th loading)



(c) SC45-60-3H[B]  
(End of 7th loading)



(d) SC45-70-3H  
(End of 5th loading)

**Photo 1** Failure Appearance of Test Specimens after Incremental Amplitude Tests

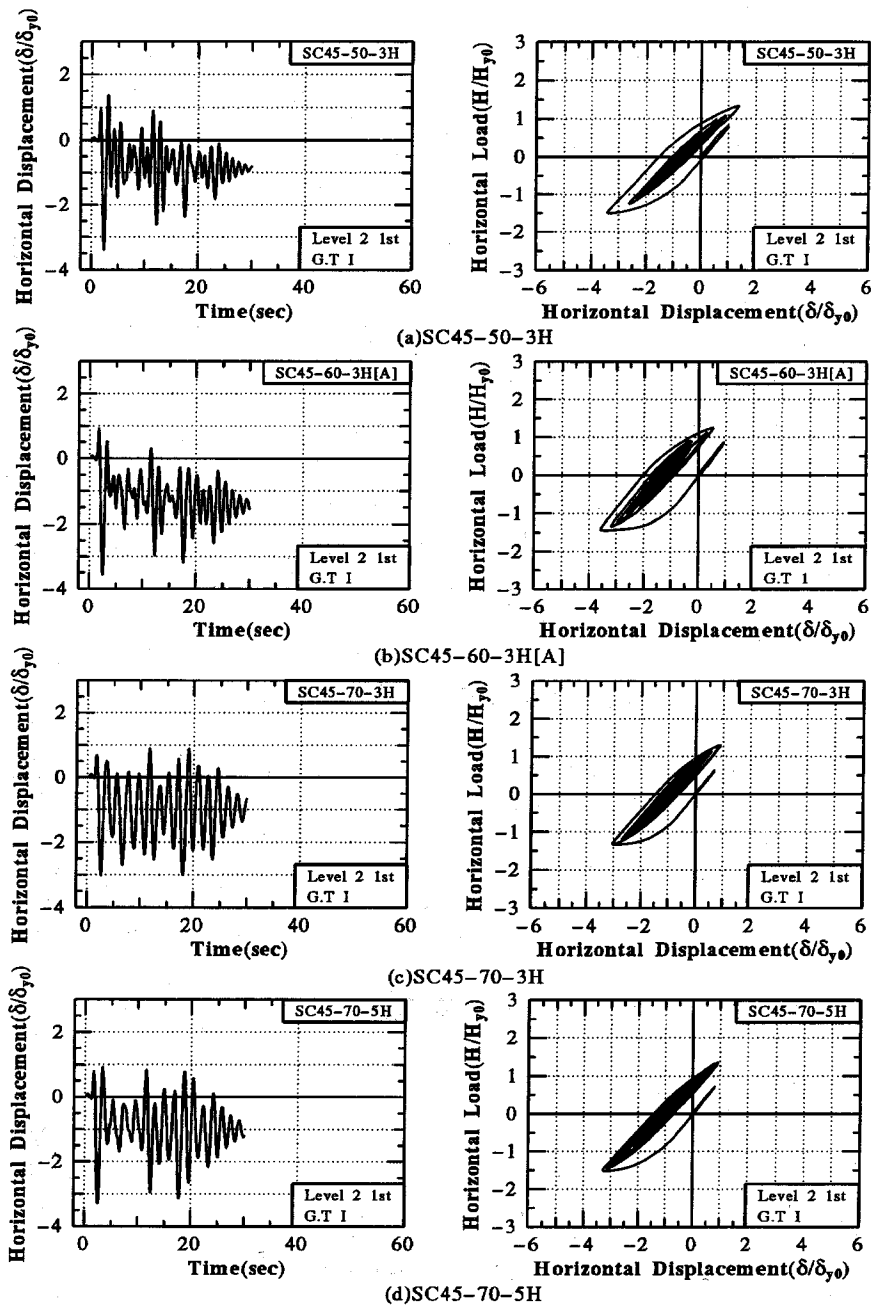


Fig.3 Response Curves of Slender Concrete-Filled Piers (1st Loading)

特性の変化を調べるため、連続して複数回のI種地盤用Level 2地震波を入力した。

SC45-60-3H[B] 供試体などでは、低サイクル疲労などによるクラックが発生するかどうかを調べるため、

III種地盤用Level 2地震波を入力した。また、各実験の最後に変動変位振幅実験を行い、変動変位振幅を順次大きくして供試体が崩壊するまで実験を行い、強度低下および低サイクル疲労などの様子を調べた。

a) 地震動を1回受けた時の充填鋼柱の状態

Fig.3にI種地盤用地震波を1回入力した時の供試体の時刻歴応答曲線および履歴曲線を示す。

1回目の地震波入力の実験終了時の各供試体の残留変位を比較してみると、細長比パラメータが最も大きいSC45-70-3H, SC45-70-5Hにおいては、残留変位はそれぞれ-1.802 cm, -1.497 cmであり、前述した暫定基準値程度もしくはそれ以下であった。SC45-50-3Hにおいても残留変位は同様に暫定基準値以下であった。SC45-60-3H[A]は1回目の残留変位の値が最も大きく、-1.799 cmであった。コンクリート部分充填鋼柱は全般的に比較的細長比パラメータが大きいても地震動を受けた後の残留変位は、細長比パラメータが小さな柱の残留変位の値と比べ、それほど変わらないことがわかる<sup>9)</sup>。ただし、最大応答変位については、どの供試体においてもかなり大きいことがわかる。細長比パラメータが大きく、柱長さhが大きい供試体は、応答変位が大きくなってくるとP-Δ効果の影響が大きくなるためと考えられる。このことは橋脚の地震応答特性にとっては不利な条件である。また、幅厚比、細長比、コンクリート充填率の各パラメータの等しいSC45-60-3H[A], SC45-60-3H[B] 供試体にそれぞれI, III種地盤用地震波を入力したときの処女載荷では、SC45-60-3H[A]の残留変位がSC45-60-3H[B]に比しかなり大きくなっている。供試体の固有周期との関係も考えられるが、I種地盤用地震波が残留変位を生じさせやすい波であることが改めて分かった。

b) 複数回の地震動を受けた時の充填鋼柱の応答の変化

供試体の変形性状は、複数回のLevel 2地震動を作用させているにも関わらず、どの供試体においても、それほど大きな剛性の低下は見られなかった。SC45-60-3H[A], SC45-70-3H 供試体は、4回目のIII種地盤用地震波を入力した実験の終了時に、手で触れて確認できる程度の局部座屈が発生していたものの、SC45-50-3H, SC45-70-5H 供試体に関しては局部座屈、クラック等の損傷は見られなかった。SC45-60-3H[B]は一貫してIII種地盤用地震波を入力し、しかも2回目以降の実験では設計条件式2を用いて実験を行ったため、軸力が大きく、厳しい条件で実験を行ったことになる。また、3回目以降の実験では、III種地盤用地震波の加速度の振幅増加を100galから段階的に400galまで行い、最終的には800galを越える地震波を入力した。これは阪神・淡路大震災で神戸海洋気象台で観測された地震波の最大加速度とほぼ一致する。実験では200gal増幅した地震波(最大加速度642.9gal)を入力した後に供試体基部に小さな局部座屈が観察され、実験の回を追うごとに徐々に局部座屈が大きくなった。また、6回目の実験で

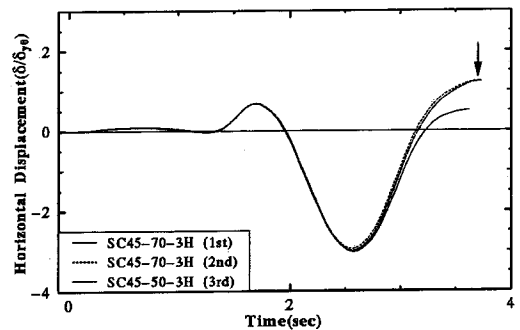


Fig.4 Horizontal Displacement-Time Curves till Second Peak

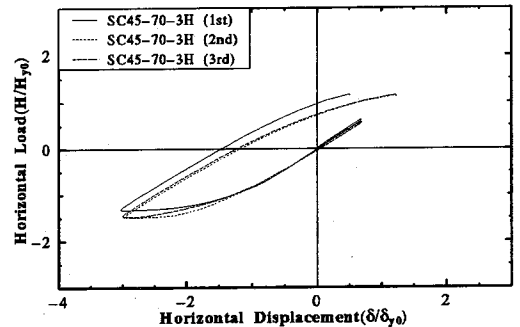


Fig.5 Horizontal Load - Displacement Curves till Second Peak

は、供試体基部のフランジとウェブの境目に、端部治具に取り付けられた三角リブすぐ上端の溶接止端部から進展したと思われる、クラックの発生も確認された。

また、各供試体において、1回目の入力地震動で生じた残留変位よりも2回目の入力地震動で生じた残留変位の方が小さくなっている。I種地盤用地震波は振動の初期に片側に大きな変位を生じさせるため残留変位を生じさせやすい波であるが、その残留変位の大きさは時刻歴応答曲線において、最初の大きな振動(Fig.3の時刻歴応答曲線の約2.5秒時の-側の最大応答変位)の後の+側の応答の最大値と相関があると考えられる。

このことをわかりやすく見るために、各地震応答において先に述べた+側の2つ目のピークまでの水平変位時刻歴応答曲線と水平荷重-水平変位履歴曲線をFig.4とFig.5にそれぞれ示す。Fig.4に示す水平変位時刻歴



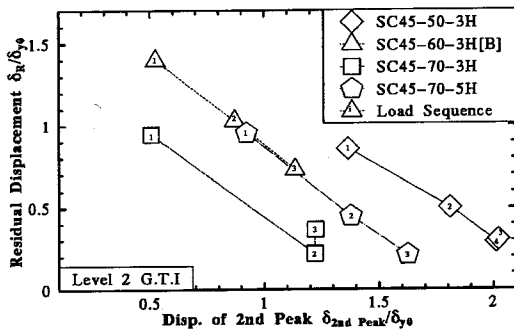


Fig.6 Residual Displacement of Second Peak

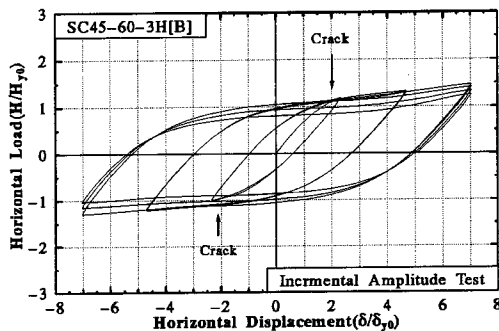


Fig.7 Incremental Amplitude Test Result

応答曲線を見てみると、矢印で示す約3.7秒時の+側のピークでの応答変位が1回目の実験よりその後の実験によるピークの方が大きくなっていることがわかる。これは、供試体がダメージを受け剛性が低下したため応答変位が大きくなっていると考えられる。

そのため、振動の中心が+側へ移り、最終的に残留変位が小さくなると推測される。残留変位と Fig.4における2つ目の最大応答変位との関係を Fig.6に示す。残留変位は2つ目のピークの応答変位が回を追って増えるにつれ、線形的に減少しており、残留変位の値が小さくなっていくことがわかる。要するに、I種地盤用地震波において、残留変位は-側の1つ目のピークの値(最大応答変位)とその揺れ返しのピークの値によって影響される特性があるようである。

c) 変動変位振幅実験

SC45-50-3H, SC45-60-3H[A], SC45-70-3H および SC45-70-5H 供試体は、I種地盤用地震波の複数回の地震動载荷後に変動変位振幅実験を行ったが、大きな剛

性の低下は見られなかった。また、供試体基部には縦方向補剛材を節とする半波の対称座屈モードが観察されたものの、今回の実験程度の板厚においては、低サイクル疲労によるクラックなどの破壊モードは観察されなかった。

SC45-60-3H[B] 供試体は、III種地盤用地震波を繰り返し载荷した後に行った変動変位振幅実験であったが Fig.7に示すように  $2\delta_{y0}$  の2nd ピーク時に供試体基部のフランジとウェブの境目にクラックが発生した。その後、サイクルを繰り返し、振幅を大きくしていくごとにクラックは大きく進展し、供試体の水平荷重も大きく低下していった。Photo 1は変動変位振幅実験終了後の損傷した各供試体の写真である。

d) 細長比パラメータの違いによる応答の比較

幅厚比パラメータおよびコンクリート充填率をそれぞれ0.45と30%に一定とし、細長比パラメータが各々0.5, 0.6, 0.7である SC45-50-3H, SC45-60-3H[A], SC45-70-3H 供試体におけるI種地盤用地震波の処女载荷時の挙動を比較する。3つの供試体を比較すると、細長比パラメータの最も大きな SC45-70-3H 供試体の残留変位が一番大きくはならず、SC45-60-3H[A] 供試体の値が一番大きい。また、最大応答変位を見ても SC45-60-3H[A] 供試体が最も大きな値を示している。

これは、SC45-70-3Hの固有周期が、3つの供試体に比べ、I種地盤用 Level 2 地震波の加速度応答スペクトルにおいて降下域に位置しており、橋脚の地震応答特性が細長比パラメータのみでなく、固有周期にも影響されるためと考えられる。

このことより、細長比パラメータが大きくなるにつれ、残留変位が大きくなるとは限らないことがわかる。つまり、比較的細長比パラメータが大きく、剛性が低い柱であっても残留変位が必ずしも大きく生じるわけではないという特徴が明確となった。

e) コンクリート充填率の違いによる応答の比較

SC45-70-3HとSC45-70-5Hは鋼柱部分のパラメータが一致している供試体であるが、コンクリート充填率がそれぞれ柱長さの30%と50%の違いを持っている。残留変位は、柱長さで無次元化したもので比較するとコンクリート充填率が30%の方が50%のものよりも約20%大きくなっている。また、最大応答変位を  $\delta_y$  で無次元化したもので比較すると、コンクリートを30%充填したものと50%充填したものの差はほとんど見られない。文献9)によれば、細長比パラメータが小さい橋脚について、コンクリートの充填率を30%から50%にあげても、残留変位、最大応答変位ともに20%程度の減少しか期待できないとされているが、細長比パラメータが比較的大きな橋脚に関しても同様のことがいえるようである。

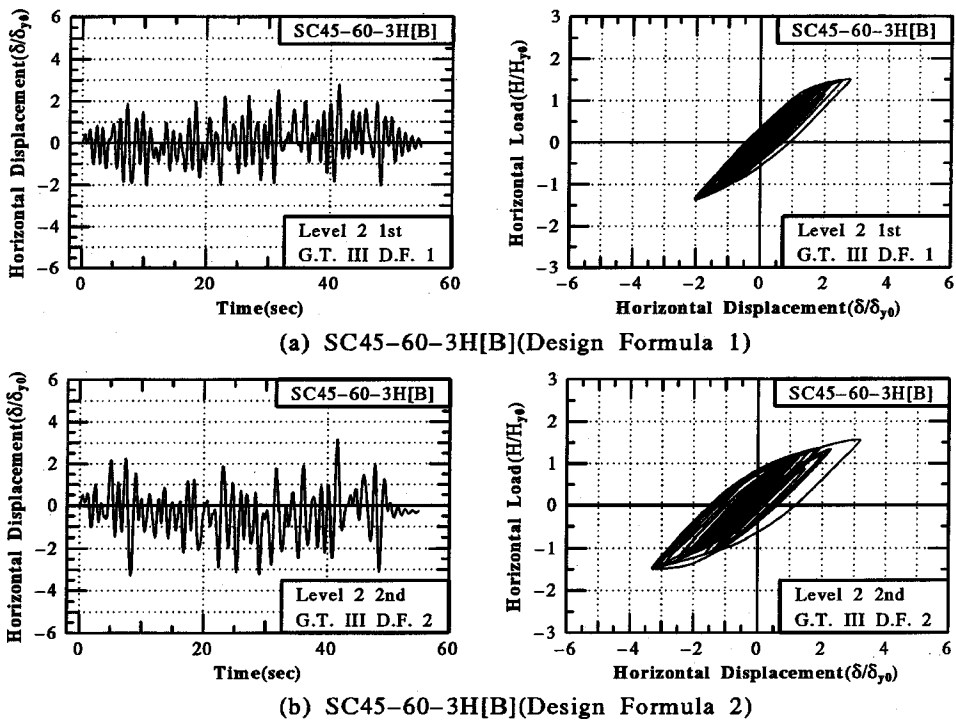


Fig.8 Comparison of Response Curves with Different Design Formulas

水平荷重-水平変位の履歴曲線の囲む面積、すなわち履歴吸収エネルギーは柱の損傷度を表すものと考えられるが<sup>16)</sup>、この量は、コンクリート充填率が低く剛性が低いSC45-70-3Hの方が1回目の実験においてSC45-70-5Hより約40%大きくなっている。文献9)によれば、コンクリートを充填することによるエネルギー吸収量の違いはあまり見られないとあるが、細長比パラメータの比較的大きな橋脚の場合、コンクリートを充填することによって、かなり履歴吸収エネルギーを低減させることができると思われる。このことは前述したように、30%充填の供試体の固有周期が、50%充填柱に比しI種地盤用地震波の加速度応答スペクトルにおいて低減領域に位置しており、橋脚の地震応答特性がコンクリートの充填率だけでなく、固有周期にも依存していると考えられるが、比較的細長比パラメータの大きい橋脚の場合、コンクリートの充填率を30%から50%に上げることによる残留変位と最大応答変位の大幅な減少は期待できないが、損傷を抑えるという意味で、履歴吸収エネルギーの低減にはある程度の効果を発揮するといえる。

#### f) 軸力比の違いによる応答の比較

SC45-60-3H[B]の実験において、1回目の入力地震波には設計条件式1により計算した軸力比  $P/P_y = 0.083$  から軸力を算出して実験を行い、2回目の実験においては設計条件式2により計算した軸力比  $P/P_y = 0.100$  から求めた軸力を載荷して実験を行った。

Fig.8にSC45-60-3H[B]の軸力の異なる場合の水平変位時刻歴応答曲線、水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。Table 5に示した最大応答変位を比較してみると、軸力を大きくして実験を行った方が最大応答変位およびエネルギー吸収量の値が大きくなり、損傷度が大きくなっていることが分かる。2回目の実験(軸力を大きくして実験した場合)は、先にLevel 2のIII種地盤用地震波を入力しているため、処女載荷の状態ではないが、他の供試体において、軸力比を同じ条件にして行った1回目と2回目の実験結果を比較しても、Table 5に示すように最大応答変位、エネルギー吸収量には大きな変化は見られない。従って、最大応答変位、エネルギー吸収量の変化は軸力が大きくなった影響によるものと思われる。特に柱長さが長くなると、 $P-\Delta$ 効果の影響が非常に大きくなるため、20%程度の軸力の増加でも、最大応答変位で約20%、エネルギー吸収量

で約 40%程度増えている。

## 5. 結論

本研究では、これまでに実験報告が少なかった細長比パラメータが比較的大きな柱の地震応答特性を明らかにするために、6体の供試体についてハイブリッド地震応答実験を行った。その結果、コンクリートを部分的に充填した鋼柱は鋼のみの柱より応答変位、残留変位、エネルギー吸収量などに関して、耐震性能において優位であることが分かった。さらに、上部工重量が変化したときの地震応答に与える影響を、軸力比  $P/P_y$  を変えて実験を行うことにより確かめた。

本研究より得られた結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 細長比パラメータが大きい柱に対してもコンクリートを柱長さの 30%程度基部へ充填することにより、無充填鋼柱に比べ、残留変位を約半分に抑えることができる。
- 2) 細長比パラメータが大きいコンクリート部分充填鋼柱の地震応答において、細長比が大きくなるに従って、残留変位が大きくなるとは限らず、橋脚の固有周期が重要なパラメータとなることが分かった。
- 3) 細長比パラメータが大きいコンクリート充填鋼柱に建設省土木研究所の提案した地震動を入力した場合、残留変位は細長比パラメータの小さい柱と比較して、同程度の値となるが、最大応答変位は、降伏変位  $\delta_y$  の 3~4 倍程度生じ、大きくなることが分かった。
- 4) 比較的細長比パラメータの大きい橋脚の場合、コンクリートの充填率を 30%から 50%に上げても、橋脚の損傷を抑える意味で履歴吸収エネルギーの低減にはある程度の効果を発揮するものの、残留変位、最大応答変位を大きく減少することは期待できない。
- 5) 複数回の I 種地盤用 Level 2 地震波を入力したにも関わらず、低サイクル疲労による母材クラックは観察されずこの程度の実地震動による低サイクルクラックは基部には一般に発生しないと考えられる。ただし低サイクル疲労に関しては、板厚の影響があると思われるので、明確な結論を出すためには、実物に近い板厚で実験を行い確認することが必要である。
- 6) 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱に作用する軸力が 20%程度増加すると、最大応答変位は約 20%、エネルギー吸収量は 40%程度増加するという実験結果より、軸力が地震応答に与える影響はかなり大きいといえる。

## 参考文献

- 1) 宇佐美勉, 葛漢彬, 水谷慎吾: コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.249-262, 1993 年 3 月。
- 2) 葛漢彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦: 繰り返し挙動を受けるコンクリート充填柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.163-176, 1994 年 3 月。
- 3) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人: 繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.93-106, 1994 年 3 月。
- 4) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105-117, 1992 年 3 月。
- 5) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす履歴荷重の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235-247, 1993 年 3 月。
- 6) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.99-108, 1995 年 1 月。
- 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 年 1 月。
- 8) 宇佐美勉, 才塚邦宏, 木曾英滋, 伊藤義人: ハイブリッド実験による鋼製橋脚の地震時挙動, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.101-113, 1995 年 7 月。
- 9) 才塚邦宏, 木曾英滋, 宇佐美勉, 伊藤義人: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.277-288, 1995 年 3 月。
- 10) 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: 鋼構造の新技術に関する調査研究報告書, 1993 年 3 月。
- 11) 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: 平成 5 年度研究成果報告資料集, 1994 年 6 月。
- 12) 建設省土木研究所: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 1992 年 3 月。
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説書, V 耐震設計編, 1990 年 2 月。
- 14) 宇佐美勉: 鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.79-88, 1990 年 3 月。
- 15) AISC: Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 8th ed., 1980.
- 16) S.Kumar and T.Usami: A Note on the Evaluation of Damage in Steel Structures under Cyclic Loading, *Journal of Structural Eng.*, Vol.40A, pp.177-188, March 1994.

(1995. 7. 28 受付)

## BEHAVIOR OF CONCRETE-FILLED STEEL SLENDER COLUMNS THROUGH PSEUDO-DYNAMIC TESTS

Toshimitsu SUZUKI, Tsutomu USAMI, Yoshito ITOH and Kei TESHIMA

Pseudo-dynamic tests have been performed with five concrete-filled steel columns and one steel box column in order to investigate the seismic behavior of slender bridge piers. The test results show that concrete-filled steel slender bridge piers do not always cause large residual displacements, but cause large maximum response displacements.