

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

PSEUDO-DYNAMIC TESTS OF CONCRETE-FILLED STEEL BRIDGE PIERS

才塚邦宏*・宇佐美勉**・木曾英滋***・伊藤義人****

Kunihiro SAIZUKA, Tsutomu USAMI, Eiji KISO and Yoshito ITOH

*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)

**正会員 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)

***正会員 工修 新日本製鐵株式会社 建材開発技術部 (〒100-71 東京都千代田区大手町 2-6-3)

****正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

The authors performed pseudo-dynamic tests with 4 concrete-filled steel specimens (3 unstiffened specimens and 1 stiffened specimen) in order to investigate the dynamic behavior of real concrete-filled bridge piers. The behavior of the concrete-filled steel specimens is compared with that of the steel specimen and the superiority of concrete-filled specimens is demonstrated against severe earthquake.

Key Words : pseudo-dynamic test, concrete-filled steel bridge pier, buckling, earthquake response

1. 緒言

名古屋大学では、コンクリートを柱基部に部分的に充填した鋼製橋脚モデルを用いて繰り返し載荷実験を行い、コンクリート充填部の高さ、幅厚比および細長比などが強度、変形特性などの耐震性能に与える影響について研究を行ってきた[1][2][3]。他機関でも同じ目的の研究が精力的に進められて来ている[4][5][6]。それらの結果からコンクリートを適切な高さだけ中詰めすることにより、柱の強度と変形性能を著しく高めることができることが明らかにされてきた。

しかし、準静的実験からは、実際の地震動を受けた場合の、コンクリートを充填した鋼製橋脚の動的な挙動に関する情報は得られない。

そこで、本研究では、ハイブリッド地震応答実験[7][8][9]を行い、実地震動が入力した場合のコンクリートを部分的に充填した実鋼製橋脚の動的な応答を求め、その応答に対して、コンクリートの柱基部への部分的な充填が、どのような影響を与えるのかに関して研究を行った。

入力地震動としては建設省土木研究所によって提案されている Level 1(弾性応答解析用)[10] と Level 2(地震時保有水平耐力照査用)[11] を用いた。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

本研究においては、無補剛箱形断面柱3体、補剛箱形断面柱1体を供試体として製作し、コンクリートを

柱長 h の30%あるいは50%だけ柱基部より充填し、片持柱として実験を行った。使用した供試体の概要図を Fig. 1 に示す。実験供試体は、すべて板厚が6mmのSS400材で製作されている。供試体最下部には、三角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ため、柱としての有効長さは、Fig. 1の h となる。なお、充填コンクリート上部には6mm厚のダイアフラムが設けられている。

Table 1 に使用した供試体の測定寸法を示し、Table 2 に供試体製作の鋼板から切り出した JIS5 号試験片(各鋼板に対して3本)による引張試験結果の平均値を示す。ここで、 E = 弾性係数 (GPa), σ_y = 降伏応力 (MPa), ϵ_y = 降伏ひずみ (%), μ = ポアソン比, E_{st} = ひずみ硬化係数 (GPa), ϵ_{st} = ひずみ硬化開始時のひずみ (%), Δl = 伸び率 (%) である。また、Table 3 に各供試体を使用したコンクリートの圧縮試験結果を示す。ここで、 E_c = 弾性係数 (GPa), μ_c = ポアソン比, f_c = コンクリートの圧縮強度 (MPa) である。Table 1 中の幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は以下の式で表される。

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

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

ここで、 b =フランジ板幅、 t =フランジ板厚、 σ_y =鋼材の降伏応力、 E =鋼材の弾性係数、 μ =ポアソン比、 k =板の座屈係数(無補剛板:4.0, 補剛板:36)、 h =部材長、 r =鋼断面の断面2次半径である。

Table 1 供試体実測寸法 (Fig. 1 参照)

Specimen	L (mm)	h (mm)	h_c/h	B (mm)	D (mm)	t (mm)	bs (mm)	ts (mm)	γ/γ^*	$\bar{\lambda}$	R_f	H_{y0} (kN)	δ_{y0} (mm)
U70-40H[A]	1351	1211	—	234	156	6.17	—	—	—	0.386	0.640	55.0	7.01
UC70-40-3H	1351	1215	0.3	235	155	5.97	—	—	—	0.401	0.685	56.1	7.49
UC70-40-5H	1351	1211	0.5	235	156	6.04	—	—	—	0.397	0.677	57.4	7.39
UC90-40-3H	1753	1571	0.3	297	202	5.56	—	—	—	0.403	0.947	67.1	9.81
SC45-35-3H	1954	1748	0.3	438	272	5.97	42.0	6.00	1	0.341	0.442	140.9	9.12

Table 2 鋼材の材料定数

E	σ_y	ε_y	μ	E_{st}	ε_{st}	Δl
Test Specimen U70-40H[A]						
203	245	0.121	0.276	3.46	1.37	38.3
Test Specimen UC70-40-3H, UC70-40-5H UC90-40-3H, SC45-35-3H						
205	260	0.127	0.271	6.03	1.71	40.8

Table 3 コンクリートの材料定数

Days	E_c	μ_c	f_c
Test Specimen UC70-40-3H			
14	23.1	0.191	27.6
Test Specimen UC70-40-5H			
18	23.0	0.218	26.4
Test Specimen UC90-40-3H			
26	22.4	0.154	26.2
Test Specimen SC45-35-3H			
29	19.8	0.161	27.6

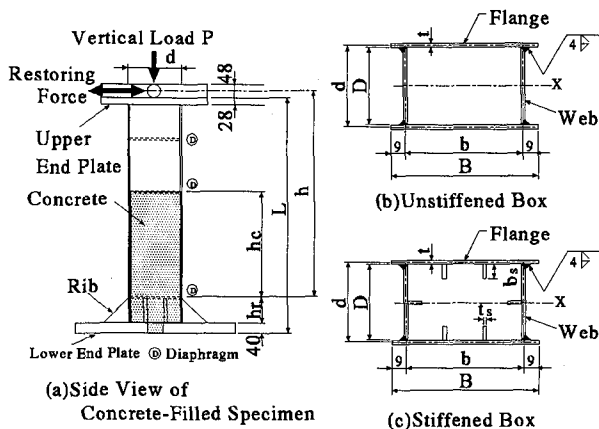


Fig. 1 実験供試体

なお、Table 1 の供試体名で U のものは無補剛箱形、S のものは補剛箱形断面、C はコンクリート充填柱であることを、また、その後のハイフンに続く最後の数字は充填率 (h_c/h) が 30%(3) あるいは 50%(5) であることを示す。ただし、U70-40H[A] は鋼のみの柱である。補剛箱形断面の γ はフランジの縦方向補剛材の必要剛比、 γ^* は線形座屈解析から得られた縦方向補剛材の最適剛比である。また、 H_{y0} 、 δ_{y0} は、それぞれ水平荷重のみが片持柱先端に作用したときの初期降伏水平荷重およびそれに対応する水平変位であり、鋼断面のみ有効として求めたものである。

(2) ハイブリッド地震応答実験手法および実験装置

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、実験より復元力 (Fig. 1 の水平反力) を測定し、それをコンピュータに取り込みながら、そのモデルに関する運動方程式を解いて実験を進めていく。本論文で用いたハイブリッド地震応答実験手法および実験装置の詳細については文献 [8][9] を参照さ

れたい。なお、実橋脚と供試体の相似比は $S=8$ を想定した。

(3) 入力地震波

各供試体に対して入力した地震波 [11] を Table 4 に示す。文献 [7] で示したように、I 種地盤用地震波は鋼製橋脚にとって最も厳しい地震波であるので、本実験ではこの地震波を重点的に用いることにした。供試体に与える軸力比 P/P_y (P_y = 鋼断面について求めた全断面降伏軸力) は、道路橋示方書 [10] 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、Appendix に示す、3 つの設計式 (D.F.) のいずれかを用了。また、式中に現れる安全率 ν の値は、道路橋示方書の値 1.14 または 1.0 を用了。設計式および安全率の相違は、軸力比の値にのみ影響をおよぼす。各供試体に対する軸力比の値を Table 4 に示す。表中、D.F.=1、 $\nu=1.14$ のときの軸力比は、現行道路橋示方書で設計された橋脚とほぼ同一の値となる。

ハイブリッド実験で用いられる 1 自由度系振動モデルの運動方程式の質量、剛性、減衰係数は文献 [8] に示す方法で求めた。なお、減衰定数は 0.05 と仮定した。Table 4 中の T は想定実橋脚の固有周期である。

(4) 実験供試体の変形能について

今回実験に用いたものとほぼ同一の幅厚比パラメータ、細長比パラメータを持つコンクリートを部分的に充填した供試体に対する準静的実験結果 [1][2][3] によれば、最高水平荷重 H_{max} に対応する変位 δ_m を用いて計算した塑性率 $\mu_m = \delta_m/\delta_y$ および H_{max}/H_y (H_y 、 δ_y については後述する) は、Table 5 のようである。

Table 4 入力地震波および入力パラメータ

Specimen	Input Ground Motion			D.F.	ν	P/P_y	T (sec)
	Sequence	G.Type	A_{max}				
U70-40H[A]	1	I	360.0	1	1.14	0.166	0.865
	2	I	410.0	1	1.14	0.166	0.893
	3	I	410.0	1	1.14	0.166	0.924
UC70-40-3H	1	I	360.0	1	1.14	0.166	0.876
	2	I	360.0	1	1.00	0.190	0.951
	3	I	360.0	2	1.14	0.193	0.944
	4	I	360.0	2	1.00	0.220	1.007
UC70-40-5H	1	I	360.0	1	1.14	0.166	0.839
	2	I	360.0	2	1.14	0.193	0.904
	3	I	360.0	3	1.14	0.194	0.916
	4	I	360.0	3	1.00	0.221	0.982
UC90-40-3H	1	I	360.0	1	1.14	0.135	0.877
	2	I	360.0	2	1.14	0.187	1.073
SC45-35-3H	1	I	360.0	1	1.14	0.188	0.909
	2	I	360.0	2	1.14	0.222	1.077
	3	III	442.9	2	1.00	0.187	0.991
	4	I	460.0	2	1.14	0.222	1.089

Note:
 A_{max} = Maximum Acceleration, D.F. = Design Formula (**Appendix**),
 ν = Factor of Safety (**Appendix**), T = Natural Period of Real Bridge Pier

Table 5 準静的実験による塑性率と最高水平荷重 [2]

Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\delta_m}{\delta_y}$	$\frac{H_{max}}{H_y}$
U70-40	0.704	0.406	0.2	2.61	1.65
UC70-40-3	0.664	0.362	0.2	5.78	1.93
UC70-40-5	0.664	0.362	0.2	6.74	1.88
UC90-40-3	0.854	0.381	0.2	2.45	2.16
SC45-50-3	0.429	0.490	0.2	6.15	1.91
SC45-25-3	0.480	0.244	0.2	5.45	2.15

Table 1 の供試体と Table 5 の供試体名に H を付けたものが対応している。UC70-40-3, UC70-40-5 供試体は実橋脚としては、かなりスレンダーなものであるが、コンクリートを部分的に充填しているために鋼柱供試体の U70-40 と比較すると、ダクティリティーが高く、耐震面では優れた変形性能を持つ。UC90-40-3 は、幅厚比パラメータが大きく、30%程度のコンクリートの充填率では、充填部の上の無充填部分に局部座屈が発生し、それが急激に進展してしまうため、ダクティリティーが低い。また、本実験で用いた SC45-35-3H と同一の形状パラメータを有する供試体に対する、準静的実験結果がないため、幅厚比パラメータが同じで、細長比パラメータが 0.50, 0.25, かつコンクリートを 30%充填した供試体に対する実験結果を示しておく。これによれば、SC45-35-3H の供試体には 6.0 程度の塑性

率が期待できよう。なお、これらの実験はいずれも軸力比 P/P_y は 0.2 で行われたことに注意すべきである。

文献 [3] によれば、無補剛等断面鋼柱のコンクリートの最適充填高 h_c (充填部と無充填部が同時に極限状態に達する条件で求められた最小の充填高) は次のようである。

① $R_f \leq 0.7$, $\bar{\lambda} \leq 0.6$ のとき

$$h_c = 0.3h \quad (0 \leq \frac{P}{P_y} \leq 0.2) \quad (3)$$

② $R_f > 0.7$, $\bar{\lambda} \leq 0.6$ のとき

$$h_c = 0.5h \quad (0 \leq \frac{P}{P_y} \leq 0.4) \quad (4)$$

これによれば、今回の供試体の中では、UC90-40-3H 供試体のみコンクリート充填高が最適充填高より小さく、無充填部分が先に局部座屈を起こし、極限状態に達すると考えられる。

3. 実験結果と考察

(1) 弾性域内での実験精度

Table 4 に示した、Level 2 地震波による実験に先立ち、Level 1 地震波による弾性応答実験を各供試体に対

して行い、数値解析結果との比較により、実験精度を検証した。U70-40H シリーズの供試体についての結果は文献 [8] に述べたが、最大応答変位の誤差は 3% 以内で一致し、周波数特性も精度良く一致した。したがって、弾性域内での実験の精度は十分であるといえる。

(2) コンクリート充填率の影響

本研究では、同一の形状パラメータ (幅厚比パラメータ $R_f = 0.7$, 細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.4$) を有する、無補剛箱形断面の鋼柱 3 体とコンクリート充填柱 2 体を用いてハイブリッド実験を行い、地震応答値について比較を行った。コンクリート充填柱は、それぞれ柱長 h の 30%, 50% 分のコンクリートを柱基部より充填した UC70-40-3H, UC70-40-5H を用いた。また、比較のための鋼柱としては、コンクリート充填柱と同様に I 種地盤用地震波を入力した U70-40H[A] を用いた。

これらの供試体に対して、1 回目に I 種地盤用地震波を入力した実験結果から得られた、時刻歴応答変位波形および復元力履歴ループを Fig. 2 に示す。また、Table 6 に地震応答値の内、残留変位 δ_R/δ_{y0} , 最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_{y0}$, 吸収エネルギー E_i/E_e の値を示す。ここで、 $E_e = H_y \cdot \delta_y/2$, H_y は Appendix の設計条件式 (1) で $\nu=1.0$ において求められる最小の水平荷重で、 δ_y はそれに対応する水平変位である。ただし、いずれもコンクリートを無視し、鋼断面のみを考えている。

コンクリート充填の有無に関して比較すると、Fig. 2 および Table 6 より、コンクリートを充填していない U70-40H[A] と、30% および 50% コンクリートを充填した UC70-40-3H, UC70-40-5H では、残留変位に関して、大きな違いが出ている。入力した地震波はすべて I 種地盤用のものであり、この地震波が残留変位に対してかなり大きな影響を与えることは、文献 [7] で指摘した。 δ_R/δ_{y0} について、コンクリート無充填の U70-40H[A] と比較をすると、UC70-40-3H で 0.36 倍、UC70-40-5H で 0.29 倍とコンクリートを充填することにより、かなり残留変位を減少させることが可能であることが分かる。また、 $\delta_{\max}/\delta_{y0}$ について比較を行うと、U70-40H[A] の値に対して、UC70-40-3H で 0.79 倍、UC70-40-5H で 0.63 倍となり、最大変位に関しても、コンクリートの充填により 20 ~ 30% 程度の減少を期待できる結果が出ている。

一方、コンクリートの充填率を 30% から 50% へ上げることで、残留変位および最大変位ともに 20% 程度減少させることができることが分かる。また、吸収エネルギー E_i/E_e を比較すると、コンクリート充填柱は、同じ値をとっており、充填率を上げることによる効果はあまりないといえる。

(3) 幅厚比パラメータの違いによる応答の比較

幅厚比パラメータの違いによる比較を行うための供

Table 6 コンクリート充填率の影響

Specimen	δ_R/δ_{y0}	$\delta_{\max}/\delta_{y0}$	E_i/E_e
U70-40H[A]	1.94	4.15	34.3
UC70-40-3H	0.69	3.27	25.8
UC70-40-5H	0.57	2.63	25.8

試体としては、無補剛断面で、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.4$ かつコンクリート充填率 30% の UC70-40-3H (幅厚比パラメータ $R_f=0.7$), UC90-40-3H (幅厚比パラメータ $R_f=0.9$) の 2 体を用いた。Table 4 に示したように、これらの供試体にはともに I 種地盤用地震波を入力して実験を行った。

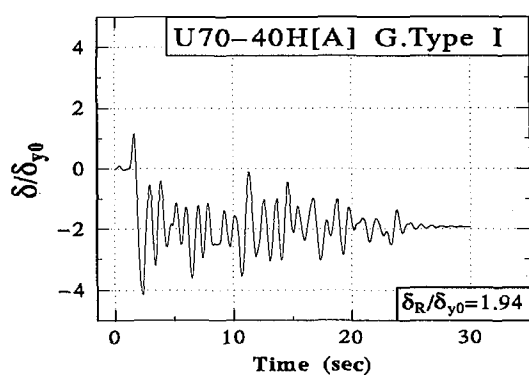
Fig. 3 に UC90-40-3H の 2 回の実験結果より得られた、時刻歴応答変位および復元力履歴ループを示す。また、UC90-40-3H の 1 回目の実験終了時と 2 回目の実験終了時の柱基部の写真を Photo. 1 に示す。

Fig. 3(a), (b) の 1 回目の実験結果と、先に示した Fig. 2(c), (d) の UC70-40-3H の 1 回目の実験結果を比較すると、 δ_R/δ_{y0} および $\delta_{\max}/\delta_{y0}$ の値に関しては、UC70-40-3H の方が 30% 程度大きめに出自していることが分かる。また、Table 6 の UC70-40-3H の E_i/E_e の値と比較すると、UC90-40-3H では 29.1 となっており、損傷としては UC70-40-3H の方が UC90-40-3H よりも大きいといえる。

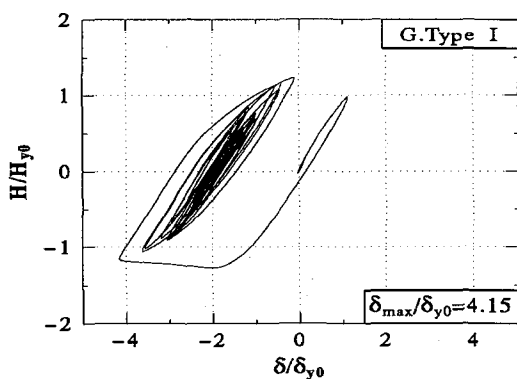
しかし、2 回目の実験結果を比較すると、Fig. 3 (c), (d) に示すように、UC90-40-3H では地震波入力後約 2 秒で急激に応答変位が大きくなり、振動の中心が移動したままで、更なる同一方向への加速度の入力のため、さらに応答変位が大きくなり、地震開始後約 18 秒で δ_R/δ_{y0} が 9.23 にも達したため、実験を強制的に終了させた。また、Fig. 3(d) の復元力を見ても、ピークを超えた後、急激に耐荷力が減少していることが確認でき、明らかに供試体が破壊したことが分かる。これは、Photo. 1 から分かるように、コンクリート充填部のすぐ上側の無充填部における局部座屈に起因するもので、準静的実験における破壊モードと一致する [1]。前述のように、この供試体のコンクリート最適充填高は $0.5h$ で、コンクリート充填高の不足により、柱基部が極限状態に達する前に、無充填部が極限状態に達したものである。一方、UC70-40-3H では、2 回目の実験終了時で δ_R/δ_{y0} および $\delta_{\max}/\delta_{y0}$ は、残留変位などの累積を考慮しても 1.85, 4.77 となっており、 δ_R/δ_{y0} に関しては、UC90-40-3H の 0.2 倍にしか至っていない。さらに、4 回目の実験終了時でも、それぞれ 4.98, 8.04 となっており、UC90-40-3H の 2 回目の実験終了時の値にも達していない。

(4) 複数の地震動を受けた場合の応答の比較

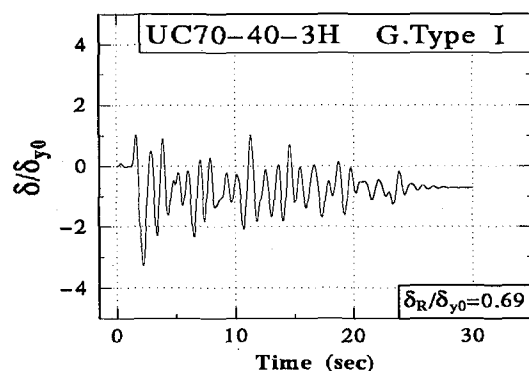
強地震動である Level 2 地震波の地震加速度波形は、構造物の耐用年数の間にせいぜい 1, 2 度程度しか生じ



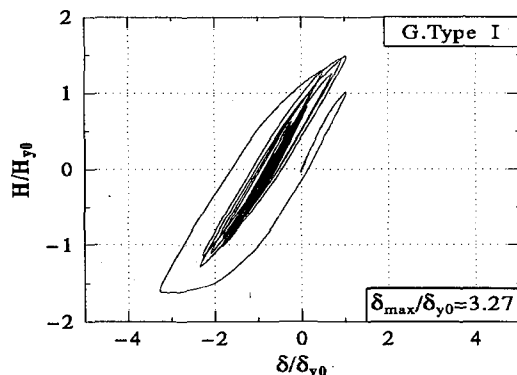
(a)応答変位(Steel)



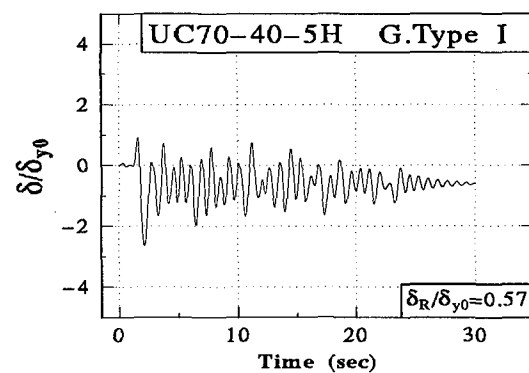
(b)復元力履歴ループ(Steel)



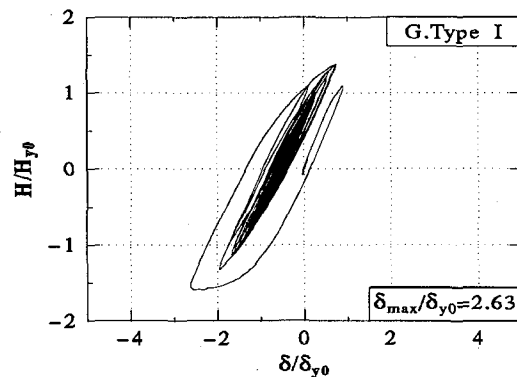
(c)応答変位(Concrete 30%)



(d)復元力履歴ループ(Concrete 30%)



(e)応答変位(Concrete 50%)



(f)復元力履歴ループ(Concrete 50%)

Fig. 2 コンクリート充填率の違いによる比較

ないと考えられる地震波として作成されており、本研究のように連続的に生じる可能性は低いと考えられるが、参考までに連続的に地震波が入力した場合の供試体の損傷の進展について考察する。

Table 7 は、実験における残留変位量 δ_R を柱長 h で無次元化した δ_R/h 、最大応答変位 $\delta_{\max}$ を降伏変位 δ_y で無次元化した $\delta_{\max}/\delta_y$ 、吸収エネルギー（履歴ループの囲む面積） E_i を $E_e = H_y \cdot \delta_y/2$ で無次元化した E_i/E_e の値の各実験の終了時の値および累積値を示したものである。また、 $\sum \delta_{\max}/\delta_y$ の値は、他の累積値

のように各実験終了後の値を足し合わせたものではなく、その前に行った実験までの残留変位の累積値に、その実験での最大応答変位を加えた値になっている。 E_e の値は供試体スケールで求めたものである。

また、コンクリート無充填の供試体との比較のために、鋼柱供試体 U70-40H[A] に I 種地盤用地震波を入力した場合のみの値も示す。同表中の最後の欄には、各実験終了後の供試体の損傷度（局部座屈）の程度を示したもので、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

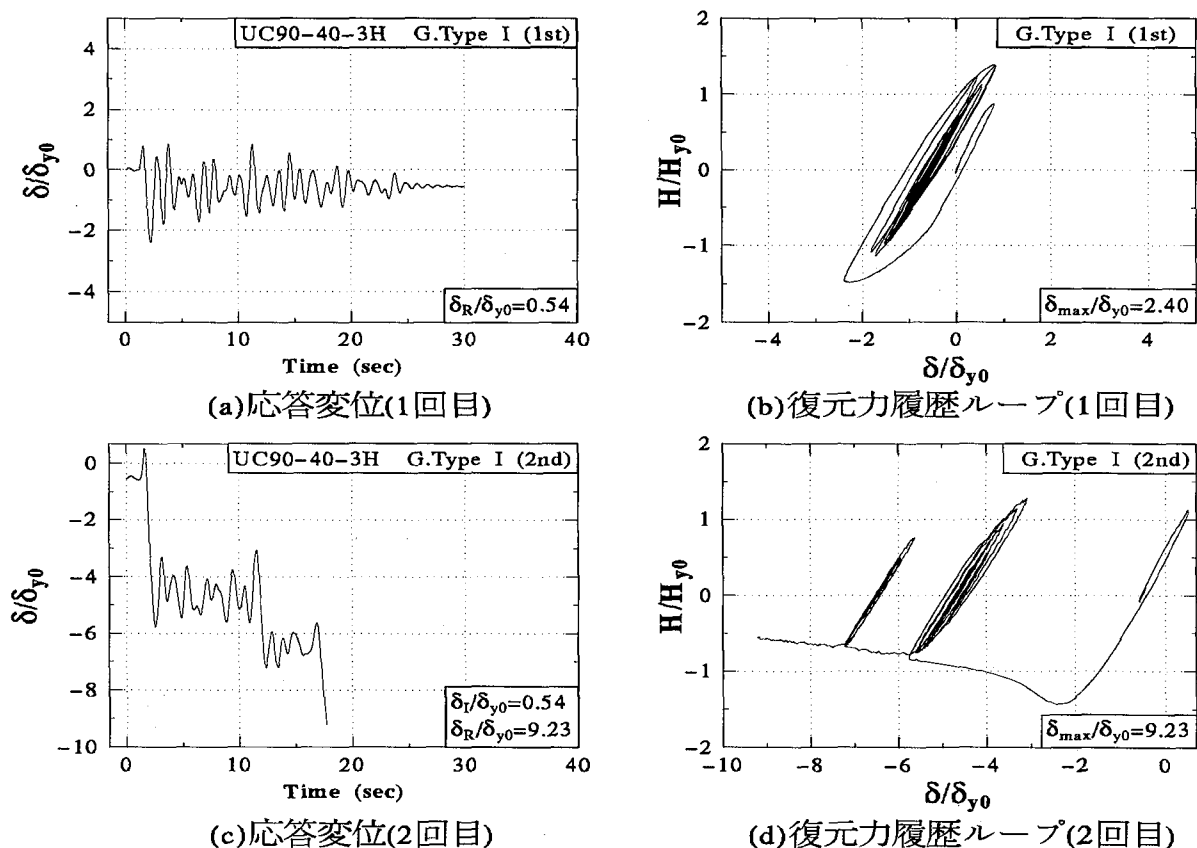


Fig. 3 UC90-40-3H の実験結果

Table 7 連続的に地震波を入力した場合の地震応答値

Specimen	Input Ground Motion			$\frac{H_y}{H_{y0}}$	E_e (kN · cm)	Each Loading			Cumulative Value			Degree of Buckling
	Sq.	G.T.	A _{max}			$\frac{\delta_R}{h}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{E_i}{E_e}$	$\sum \frac{\delta_R}{h}$	$\sum \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\sum \frac{E_i}{E_e}$	
U70-40H[A]	1	I	360.0	0.83	12.2	0.011	5.37	34.3	0.011	5.37	34.3	B2
	2	I	410.0	0.83	12.2	0.032	8.90	50.2	0.043	11.4	84.5	B2
	3	I	410.0	0.83	12.2	0.063	14.2	36.6	0.106	23.9	121.1	B2
UC70-40-3H	1	I	360.0	0.83	13.7	0.004	4.26	25.8	0.004	4.26	25.8	N
	2	I	360.0	0.81	13.0	0.007	5.46	43.0	0.011	6.39	68.8	N
	3	I	360.0	0.81	12.8	0.007	5.74	47.5	0.019	8.23	116.4	B1(S,B)
	4	I	360.0	0.78	12.0	0.012	7.00	56.4	0.031	11.2	172.8	B2(S,B)
UC70-40-5H	1	I	360.0	0.83	13.7	0.003	3.38	25.8	0.003	3.38	25.8	N
	2	I	360.0	0.81	12.8	0.006	5.15	41.8	0.009	5.91	67.6	N
	3	I	360.0	0.87	15.0	0.006	4.86	37.5	0.015	6.71	105.1	B1(B)
	4	I	360.0	0.85	14.3	0.011	6.00	48.8	0.026	9.03	154.0	B2(B)
UC90-40-3H	1	I	360.0	0.68	11.5	0.003	4.25	29.1	0.003	4.25	29.1	B1(S)
	2	I	360.0	0.63	11.8	0.054	16.5	55.5	0.057	17.6	84.6	B2(S)
SC45-35-3H	1	I	360.0	0.81	44.8	0.004	3.76	25.4	0.004	3.76	25.4	N
	2	I	360.0	0.78	41.1	0.005	4.78	33.3	0.009	5.75	58.7	N
	3	III	442.9	0.81	44.9	0.003	5.30	140.4	0.012	7.36	199.1	N
	4	I	460.0	0.78	41.1	0.013	7.44	55.7	0.024	10.2	254.7	B1(B)

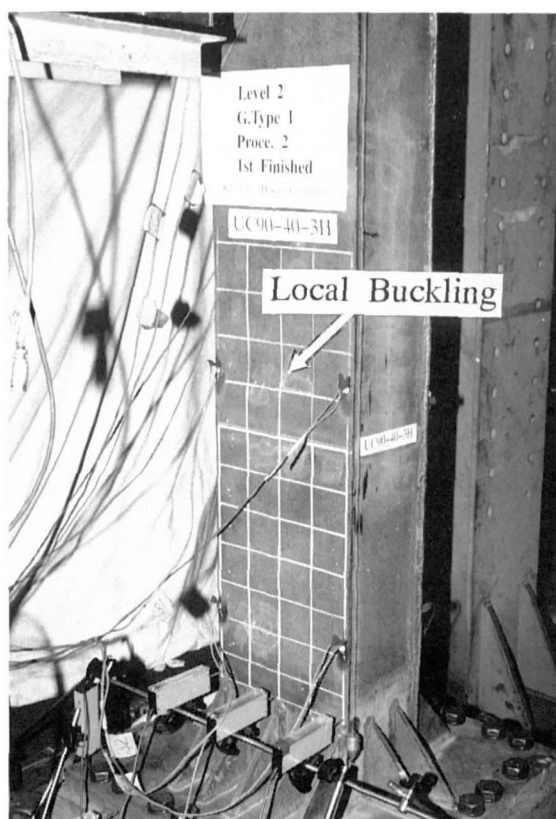
Note: Sq. = Sequence, G.T. = Ground Type, $H_y/H_{y0} = \delta_y/\delta_{y0}$, $E_e = H_y \cdot \delta_y/2$

Degree of Buckling: N = None, B1 = Slightly Buckled, B2 = Severely Buckled

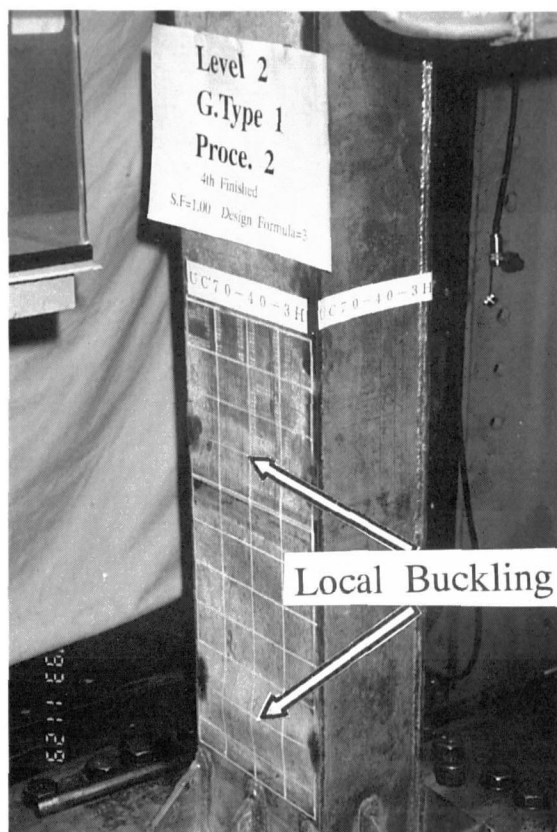
(B) = Buckled at Column Base, (S) = Buckled at Hollow Section

傷を表す。これらの後の()の中の文字は、B がコンクリートを充填した柱基部に局部座屈が生じたことを意味し、S がコンクリート充填部の上側の無充填部に生じたことを意味する。ただし、U70-40H[A] に関しては

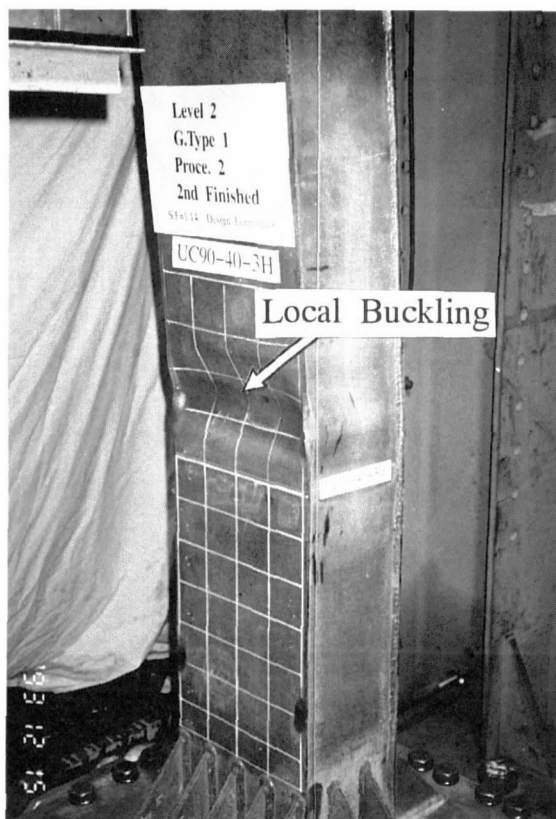
コンクリートを充填していないので、局部座屈は柱基部のみである。



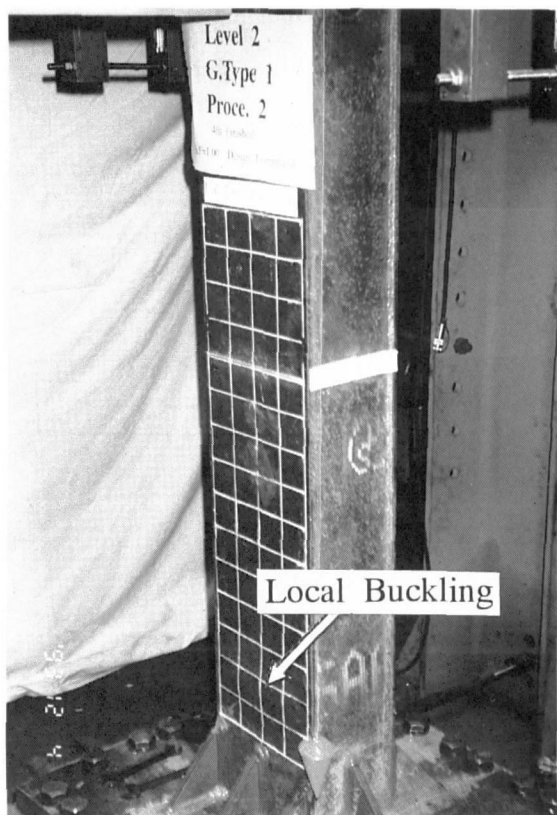
(a)UC90-40-3H 1st Test Finished



(a)UC70-40-3H All Tests Finished



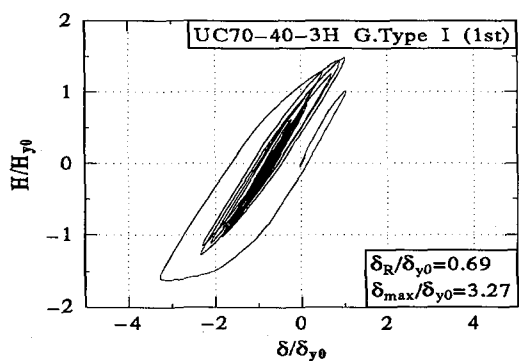
(b)UC90-40-3H 2nd Test Finished



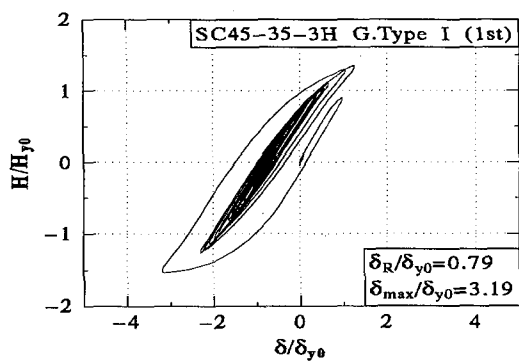
(b)UC70-40-5H All Tests Finished

Photo. 1 UC90-40-3H の実験終了時の柱基部

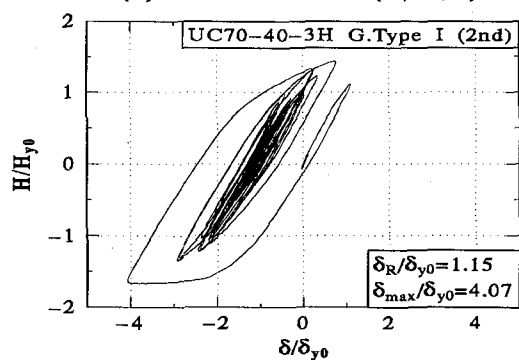
Photo. 2 UC70-40-3H, UC70-40-5H の
実験終了時の状況



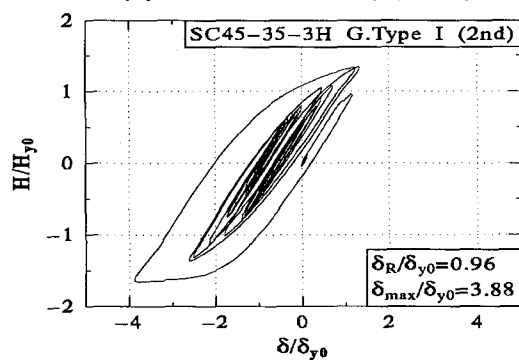
(a)UC70-40-3H (1回目)



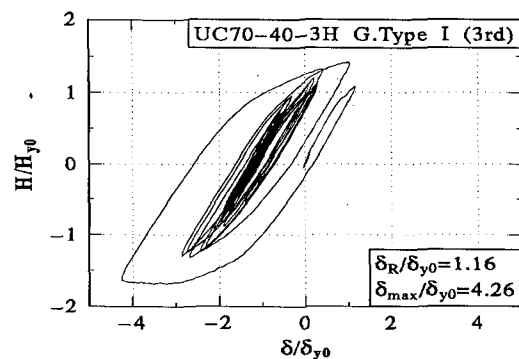
(e)SC45-35-3H (1回目)



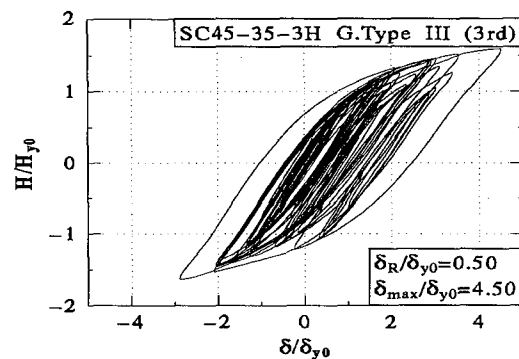
(b)UC70-40-3H (2回目)



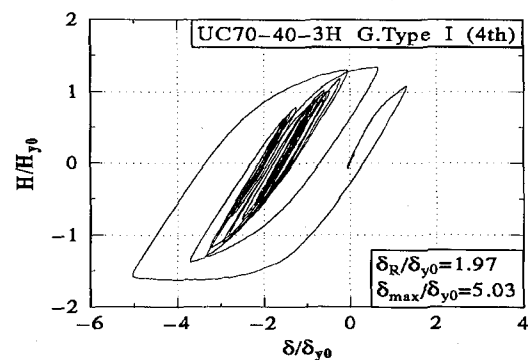
(f)SC45-35-3H (2回目)



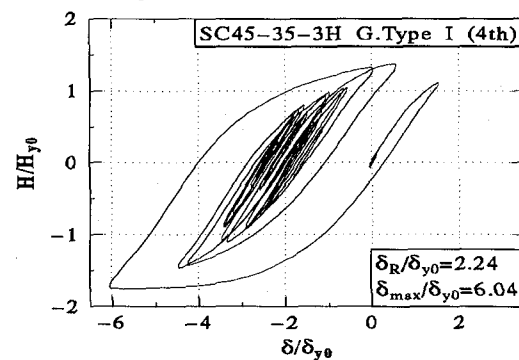
(c)UC70-40-3H (3回目)



(g)SC45-35-3H (3回目)



(d)UC70-40-3H (4回目)



(h)SC45-35-3H (4回目)

Fig. 4 コンクリート充填柱の復元力特性の変化

損傷の累積を考慮しない場合の実験結果の考察

損傷の累積を考慮しない場合の応答値は、Table 7 の Each Loading の部分に示してある。また、Fig. 4 に UC70-40-3H および SC45-35-3H が 4 回ずつ地震動を受けたときの復元力特性の変化を示す。

UC70-40-3H および UC70-40-5H に関する実験は、すべて I 種地盤用地震波を入力して行われており、設計条件式および安全率は異なっているが、Table 4 より、軸力比に関しては大きな違いがないことが確認できる。1 回目の実験では δ_R/h および $\delta_{\max}/\delta_y$ の値に関しては 25% 程度 UC70-40-3H の方が大きくなっているが、 E_i/E_e ではほとんど同一の値になっており、UC70-40-3H の方が剛性が低い分、損傷の度合いとしては少し大きくなっていることが分かる。また、鋼柱の U70-40H[A] の 1 回目の実験値と比較すると、 δ_R/h でコンクリート充填柱の 3 倍程度、 $\delta_{\max}/\delta_y$ では 30 ~ 50% 程度大きくなっており、コンクリート充填によって応答変位がかなり抑制されている。2 回目の実験値の 1 回目の実験値に対する増加率を考えると、UC70-40-3H、UC70-40-5H および U70-40H[A] で、 δ_R/h は 1.64、1.62、2.88 倍、 $\delta_{\max}/\delta_y$ は 1.28、1.52、1.66 倍、 E_i/E_e は 1.67、1.62、1.55 倍となり、コンクリート充填率の違いによる差はあまり大きくないことが分かるが、残留変位に関しては、コンクリート充填の有無によって、大きな違いが現れている。3 回目の実験では、UC70-40-3H、UC70-40-5H とともに 2 回目の軸力比との差が 10% 程度しかないため、2 回目の実験値との差はほとんどない。また、3 回目の実験終了時点では、UC70-40-3H ではコンクリートを充填している柱基部およびその上側の無充填部のフランジパネルに局部座屈が発生し、UC70-40-5H では柱基部のフランジパネルのみに局部座屈が発生していたが、それに関わらず、実験値に大きな差が出ていないのは、損傷の度合いが低いためであると考えられる。4 回目の実験終了後では、3 回目の実験で発生した局部座屈の進展に伴い、残留変位は急激に大きくなっている。これは I 種地盤用地震波が、残留変位および座屈の進展に対して影響が強いためであると考えられる [7]。

SC45-35-3H における 1 回目の実験値と 2 回目の実験値の増加率を見ると、UC70-40-3H、UC70-40-5H の増加率に比べて、低いことが分かる。また、2 回目の実験終了後の値も、他の供試体に比較すると小さくなっており、損傷も少なく、SC45-35-3H の強度は高いことが確認できる。3 回目の実験値を見ると、残留変位に関しては減少し、吸収エネルギーは逆に大きく増加しているが、これは 3 回目の実験のみ III 種地盤用地震波を入力しているため、このような結果になっている。

また、Fig. 4 を見ると、UC70-40-3H、SC45-35-3H とともに 4 回目の実験結果だけ図の横軸 δ/δ_{y0} の範囲が

1, 2, 3 回目の実験結果の図とは異なっていることが分かる。これは、4 回目の実験で応答変位が急激に増加したためであり、UC70-40-3H では柱基部および無充填部の局部座屈が進展したこと、SC45-35-3H では柱基部に局部座屈が発生したことが原因であると考えられる。

損傷の累積を考慮した場合の実験結果の考察

損傷の累積を考慮するため、各実験毎に応答値を足し合わせていった値を用いて比較を行う。これらの累積値は Table 7 の Cumulative Value の部分に示してある。また、Table 7 の応答値の内、 $\sum \delta_R/h$ を横軸に、 $\sum E_i/E_e$ を縦軸に取ったグラフを Fig. 5 に示す。Photo. 2 は、UC70-40-3H および UC70-40-5H のすべての実験終了時の状況を示している。

Fig. 5(a) には、同一の形状パラメータを有する U70-40H[A]、UC70-40-3H、UC70-40-5H の、コンクリートの充填率による比較を示す。この図から、コンクリートを充填していない U70-40H[A] のみ、 $\sum \delta_R/h$ が大きく出ていることが確認できる。すべての実験終了後の残留変位を比較すると、U70-40H[A] では柱長 h の 1/10 にも達し、橋脚としては完全に破壊しているといえる。しかし、コンクリートを充填した UC70-40-3H、UC70-40-5H では、柱長の 3/100 程度にとどまっており、損傷はしているが U70-40H[A] ほどではない。 $\sum E_i/E_e$ に関しては、復元力は Fig. 2 から分かるように、UC70-40-3H、UC70-40-5H の方が大きくなっているが、上述したように U70-40H[A] の方が応答変位が大きくなるため、 $\sum E_i/E_e$ も大きくなっている。

次に、UC70-40-3H と UC70-40-5H を比較すると $\sum \delta_R/h$ 、 $\sum E_i/E_e$ とともにほとんど同じ値になっており、各実験終了時の点を結んだ直線がほぼ一致していることが分かる。また、これらの供試体に対する軸力比は、Table 4 に示したように、ほとんど同じ値であることから、コンクリートの充填率を 30% から 50% に増加させることによる影響は、あまり大きくないと考えられる。これは、このパラメータを持つ供試体の最適充填高が 30% であることから推察できる。

Fig. 5(b) には、UC90-40-3H と SC45-35-3H の損傷の累積を考慮した実験結果を示している。UC90-40-3H に関しては、3.(3) で示したように、2 回目の実験で変位が急激に増加し、破壊に至っているため、 $\sum \delta_R/h$ は急激に大きくなっている。この $\sum \delta_R/h$ の急激な変化は、Fig. 5(a) の U70-40H[A] の結果と比較すると良く分かる。SC45-35-3H に関しては、1, 2 回目の実験では UC70-40-3H および UC70-40-5H とあまり変わらない結果を示しているが、3 回目の実験では III 種地盤用地震波を入力しており、 $\sum E_i/E_e$ の増加の割合が、 $\sum \delta_R/h$ の増加の割合を大きく上回っていることが分かる。これは、文献 [7] で示したように、III 種地盤用地震波が、残留変位の生じさせにくい地震波であるこ

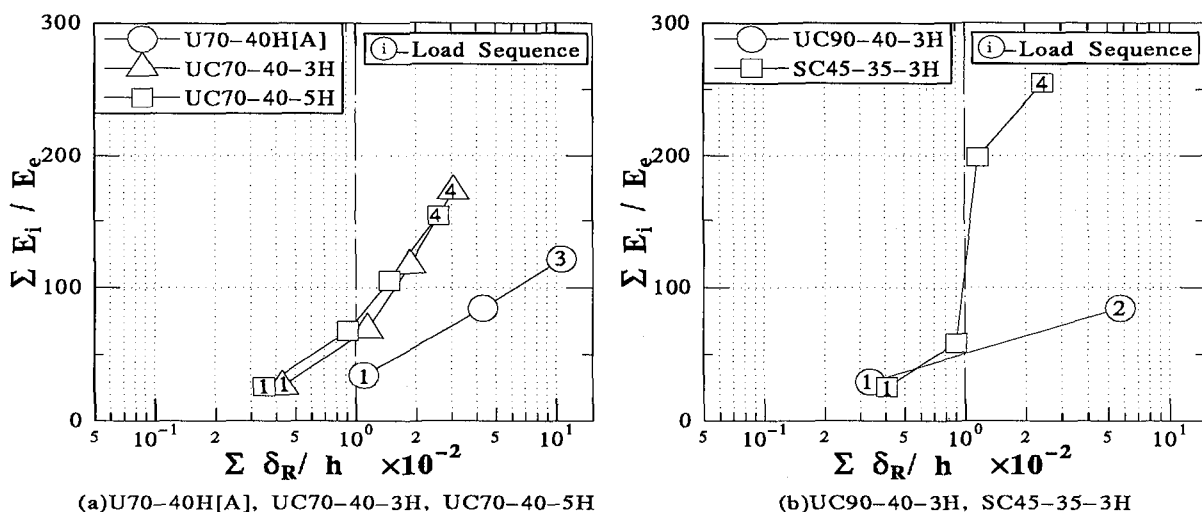


Fig. 5 累積残留変位-累積吸収エネルギー曲線

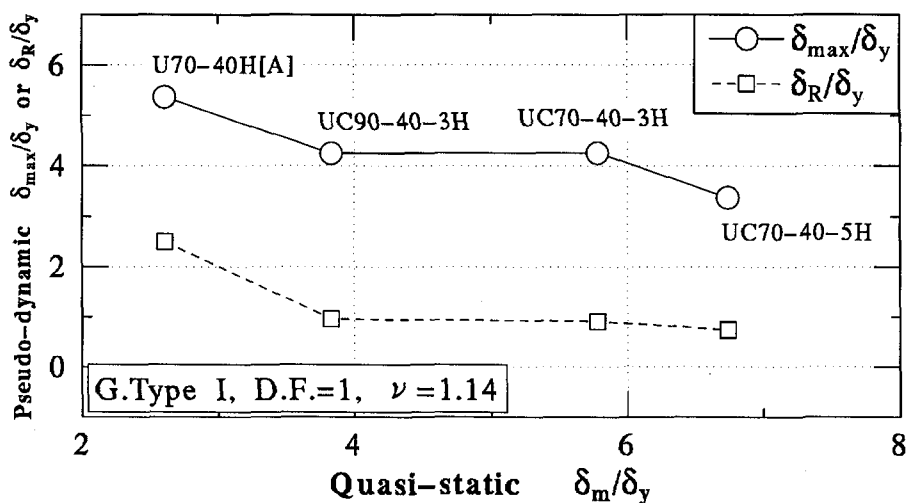


Fig. 6 塑性率とハイブリッド実験応答値の相関

とを示している。

(5) 準静的実験結果との比較

Fig. 6 は、準静的実験から求められた塑性率 δ_m/δ_y を横軸に、ハイブリッド地震応答実験から求められた最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_y$ および残留変位 δ_R/δ_y を縦軸にとった両者の相関関係を示すグラフである。ただし、I 種地盤用地震波を入力し、軸力比は設計条件式 (1)、安全率 1.14 を用いて算定した場合のみの実験結果を用いている。

Fig. 6 を見ると、塑性率が大きくなるほど最大応答変位および残留変位が小さくなる傾向があり、両者に相関性があることが分かる。

4. エネルギー一定則の適用性の検討

道路橋示方書 [10] に規定されている地震時保有水平

耐力の照査には、Newmark のエネルギー一定則が用いられている。エネルギー一定則とは、「弾性域を超える場合の構造物の挙動に関しては、弾塑性復元力特性を有する 1 質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ等しくなる」という考え方 [13] である。ここでは、このエネルギー一定則を利用して非線形応答変位を推定し [12]、本研究のハイブリッド実験結果との比較を行い、エネルギー一定則の適用性について考察する。この推定法の詳細に関しては文献 [12] を参照されたい。

Table 8 に、この方法で非線形応答変位を求める際に必要となる弾性最大応答変位 δ_E/δ_{y0} (δ_E は、地震時保有水平耐力照査用地震波の線形加速度応答スペクトル S_A [11] を用いて、 $\delta_E = (T/2\pi)^2 S_A$ から求めた)、

Table 8 非線形応答変位の比較 (エネルギー一定則)

Specimen	G.T.	$\frac{\delta_E}{\delta_{y0}}$	$\frac{E_E}{H_{y0}\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{EL}}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{EL}}{\delta_{max}}$
U70-40H[A]	I	2.37	2.96	2.99	4.15	0.723
UC70-40-3H	I	2.35	3.06	2.76	3.27	0.844
UC70-40-5H	I	2.38	3.03	2.58	2.64	0.981
UC90-40-3H	I	1.74	1.96	2.03	2.40	0.846
SC45-35-3H	I	2.59	3.25	2.98	3.19	0.936

Table 9 非線形応答変位の比較 (変位一定則)

Specimen	G.T.	$\frac{\delta_E}{\delta_{y0}}$	$\frac{E_E}{H_{y0}\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{EL}}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{EL}}{\delta_{max}}$
U70-40H[A]	I	2.37	2.96	2.37	4.15	0.570
UC70-40-3H	I	2.35	3.06	2.35	3.27	0.718
UC70-40-5H	I	2.38	3.03	2.38	2.64	0.905
UC90-40-3H	I	1.74	1.96	1.74	2.40	0.725
SC45-35-3H	I	2.59	3.25	2.59	3.19	0.812

弾性ひずみエネルギー $E_E/(H_{y0} \cdot \delta_{y0})$, この方法で推定された非線形応答変位 δ_{EL}/δ_{y0} , ハイブリッド実験より得られた非線形最大応答変位 δ_{max}/δ_{y0} および推定変位と実験における最大応答変位の比 δ_{EL}/δ_{max} の値を示す。

Table 8 より, エネルギー一定則を適用した推定値と, ハイブリッド実験より得られた最大応答変位は, U70-40H[A] においては 30%程度の過小評価を行っているが, コンクリートを充填した供試体に関しては, 最大でも 15%しか過小評価しておらず, かなり良く近似していることが分かる。

また, 非線形応答変位の近似推定法としては, エネルギー一定則と並んで変位一定則がある。変位一定則は「弾塑性系の最大変位は, 初期周期の等しい弾性系の最大変位とほぼ等しい」という考え方である [13]。この推定法を用いて比較を行った結果を Table 9 に示す。ただし, 弾性最大応答変位 δ_E の推定法はエネルギー一定則の場合と同様である。

Table 9 より, 本研究で用いたすべての供試体に関して, エネルギー一定則を用いた推定値より, 変位一定則を用いた推定値の方が, 実験値を過小評価しており, 変位一定則を用いた推定値より, エネルギー一定則を用いた場合の推定値の方が良い近似をしているといえる。

以上のことより, 本研究における, コンクリートを充填した供試体を用いたハイブリッド実験の非線形最大応答変位を推定する場合には, 変位一定則を用いた推定値よりもエネルギー一定則を用いた推定値の方が, 良い精度で実験値を近似しており, エネルギー一定則の適用性は高いといえる。

5. 結論

本研究ではコンクリートを充填した無補剛箱形断面柱を3体と補剛箱形断面柱を1体の合計4体を用いて, ハイブリッド地震応答実験を行い, 実構造物に実地震動が入力したときの弾塑性応答を求めた。また, 地震波を, 地盤種, 地震波の最大加速度および軸力比など

の条件を変化させて連続的に入力し, 複数の Level 2 地震波が入力した場合の挙動も求めた。

実験結果より, 同一のパラメータを持つ鋼柱と, コンクリート充填柱の地震応答挙動の比較を行い, コンクリートを充填することによって地震応答に与える影響について考察し, さらに, コンクリートの充填高さが30%および50%の充填柱を用いて, コンクリートの充填高さが, 地震応答に与える影響についても考察を行った。また, 複数の地震波が入力した場合の構造物の挙動に関しても, 損傷の累積を考慮した場合としない場合に分けて考察した。さらに, エネルギー一定則および変位一定則を用いて非線形応答変位の推定を行い, ハイブリッド実験で得られた最大応答変位との比較を行うことで, これらの適用性の検討を行った。

これらの結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 本研究で用いたパラメータを有する供試体 ($R_f = 0.7, \bar{\lambda} = 0.4$) に対して, コンクリート充填の有無の比較を行った結果, 鋼柱にコンクリートを充填することにより, 応答変位, とりわけ残留変位に関しては, かなりの抑制を期待できるが, 最大応答変位に関しては残留変位ほどの効果はないことが分かった。
- 2) コンクリートの充填率の比較を行った結果, 充填率を30%から50%に上げても, 最大応答変位, 残留変位ともに, 20%程度の減少しか期待できない。
- 3) 本研究で用いた形状パラメータを有し, かつコンクリートを30%充填した橋脚に関しては, 幅厚比パラメータが0.7(式(3)の最適充填高に一致する)から0.9(最適充填高より充填率が小さい)へ変化することで, 連続して強震が発生した場合, 1回目の地震波には耐えることができたが, 2回目の地震波の入力で, 水平耐荷力の急激な低下が起こり, 破壊に至った。
- 4) 複数の地震波を入力した場合, コンクリートを充填した橋脚と無充填の橋脚では, 残留変位の進展に大きな違いが見られ, コンクリートの充填によって残留変位をかなり小さくする効果があるといえるが, コンクリートの充填率による最大応答変位の違いは, あまり大きくない。
- 5) 残留変位が問題となるような橋脚に対しては, コンクリートを適切な高さ (例えば, 式(3), (4)で与えられる高さ) だけ充填することにより, かなりの減少効果が期待できる。
- 6) 準静的実験で観察されたような母材または溶接部のクラックは, 実地震動を入力したハイブリッド実験では発生しなかった。
- 7) 準静的実験から得た塑性率と, ハイブリッド実験から得た最大応答変位および残留変位の間には, 相関関係があることが分かった (Fig. 6 参照)。

- 8) 局部座屈は、UC70-40-3H では柱基部のフランジパネルに凹状 およびコンクリート充填部の上側の無充填部に凸状に発生し、UC70-40-5H では柱基部にのみ凸状に発生し、UC90-40-3H では無充填部のフランジパネルのみに凹状に発生した。これらは、準静的実験での座屈モードと同じであった。また、SC45-35-3H では柱基部のフランジパネルのみに凸状に局部座屈が発生した。
- 9) エネルギー一定則を用いた非線形応答変位の推定法は、ハイブリッド実験で得られたコンクリート充填柱の最大応答変位を、最大で15%程度過小評価するだけであり、かなり良い近似推定法であると考えられる。
- 10) 変位一定則を用いた非線形応答値の推定値は、コンクリート充填柱を用いたハイブリッド実験結果を30%程度、過小評価した結果となった。

謝辞

本研究は土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計ワーキンググループ(主査:宇佐美勉)からの研究費の補助を受けて行った。また、建設省土木研究所の川島一彦氏からは、標準地震波形(レベル1,2)の提供を受けた。ここに記して深く感謝の意を表します。

Appendix

本実験で用いた軸力比を算定するときに使用する設計条件式は以下のものである。

設計条件式(1)

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

$$\frac{\nu P}{Q P_y} + \frac{\nu M_0}{Q_B M_y} \leq 1.0$$

設計条件式(2)

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

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

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

設計条件式(3)

$$(\bar{C} + 1) \left(\frac{\nu P}{P_{yc}} \right)^2 - \bar{C} \left(\frac{\nu P}{P_{yc}} \right) + \left(\frac{\nu M_0}{M_{pc,o}} \right) \leq 1.0$$

ここで、 ν :安全率、 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、 Q :局部座屈のある断面の圧縮強度低下率、 Q_B :局部座屈のある断面の曲げ強度低下率、 M_0 :部材基部の曲げモーメント(= $k_h h P$)、 k_h :設計水平震度である。設計条件式(3)においては、 $P_{yc} = A\sigma_y + A_c f_c$ 、 $\bar{C} = 2.50 R_f + 14.0(f_c/\sigma_y) - 2.50$ 、 $M_{pc,o} = (1/2)(b-t)\eta^2 f_c + [(b+t)d + \eta^2 + (d-t-\eta)^2]t\sigma_y$ 、 $\eta = 2(d-t)t\sigma_y / \{(b-t)f_c + 4t\sigma_y\}$ 、 P_{yc} :合成柱の全断面降伏軸力、 A_c :コンクリートの断面積である。

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であり、設計条件式(3)は、コンクリート充填柱を合成断面として考え、かつそれが無補剛断面である場合の条件式として用いた[3]。

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:繰返し挙動を受けるコンクリート充填鋼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) Ge, H., Usami, T.: Development of Earthquake-Resistant Ultimate Strength Design Method for Concrete-Filled Steel Structures, NUCE Research Report, No.9401, Department of Civil Engineering, Nagoya University, 1994.
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会:鋼構造の新技術に関する調査研究報告書, 1993年3月, 1994年3月。
- 5) 中井 博, 北田俊行, 吉川 紀, 中西克佳, 尾山達巳:コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集, Vol.39A, pp.1347-1360, 1993年3月。
- 6) 中井 博, 北田俊行, 中西克佳, 杉山 功, 河野康史:地震荷重を受けた後の合成柱(充填形式)の耐荷力、および変形能に関する実験的研究、構造工学論文集, Vol.40A, pp.1401-1412, 1994年3月。
- 7) 宇佐美勉, 才塚邦宏, 木曾英滋, 伊藤義人:鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会 第49回年次学術講演会, pp.82-83, 平成6年9月。
- 8) 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, 1995年1月(掲載予定)。
- 9) 伊藤義人, 木曾英滋, 才塚邦宏, 宇佐美勉:ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会 第49回年次学術講演会, pp.80-81, 平成6年9月。
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 平成2年2月。
- 11) 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。
- 12) 川島一彦, 長谷川金二:鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/I-26, pp.137-146, 1994年1月。
- 13) 柴田明徳:最新耐震構造解析, 森北出版, pp.133-135, 1981。

(1994年9月14日受付)