

兵庫県南部地震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

才塚邦宏¹・宇佐美勉²・芳崎一也³・鈴木森晶⁴

¹正会員 工修 三菱重工株式会社 広島研究所鉄構土木研究室 (〒730 広島市中区江波沖町 5-1)

²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 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

³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)

⁴正会員 工修 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では多くの人命が奪われ、また多くの土木構造物にも被害が生じた。土木構造物でも、とりわけ橋脚の被害は大きくクローズアップされた。本研究では、鋼製橋脚をモデル化した補剛箱形断面片持柱の供試体6体(鋼製橋脚モデル3体、コンクリート部分充填鋼製橋脚モデル3体)を製作し、兵庫県南部地震で得られた地震波形(神戸海洋気象台、JR警報地震計(鷹取)、東神戸大橋観測地震波)を用いてハイブリッド地震応答実験を行った。実験結果より、今回の地震波の特徴、橋脚の応答に及ぼす影響等を明らかにした。

Key Words : Hyogoken-nanbu earthquake, pseudodynamic test, seismic response, steel bridge pier

1. 緒言

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、6000名以上もの人命が奪われ、近年希な大惨事となった。また、土木構造物にも被害が生じ、とりわけ鋼製橋脚に関しては、地震の影響で完全に崩壊した事例は世界でも初めてで、大きな課題を残すこととなった。

今回の兵庫県南部地震で得られた地震記録(神戸海洋気象台の地震波で最大水平加速度818gal)は、従来、橋脚の2次設計に用いてきた地震時保有水平耐力照査用地震波(Level 2)(最大水平加速度443gal)¹⁾の規模をはるかに超える大きなものであった。しかし、鋼製橋脚の中には、車両等の衝突の防護策として柱基部に中詰めされていたコンクリートの影響で完全な崩壊を免れた例もあり、コンクリートを柱基部に部分的に充填する効果が出たものと考えられる。

そこで、本研究では、実験供試体として鋼製橋脚モデル3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、兵庫県南部地震で観測された地震波形(I種地盤用:神戸海洋気象台観測地震波形、II種地盤用:JR警報地震計(鷹取)観測地震波形²⁾、III種地盤用:東神戸大橋観測地震波形)を用いてハイブリッド地震応答実験^{7)~13)}を行った。得られた実験結果より、今回の地震波の特性、またこれまで用いてきた地震波との違いに関して比較を行い、さらに、コンクリートを橋脚柱基部に充填することの効果の確認、エネルギー一定則を用

いた最大応答変位推定の精度の検証、最大応答変位-残留変位の関係式の提案を行った。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

本研究では、震災後に著者らにより提案された地震時保有水平耐力照査法⁴⁾に基づき、実験供試体として、コンクリート部分充填あるいは無充填鋼製橋脚をモデル化した片持柱を、合わせて6体製作した。供試体の概念図をFig.1に示す。板パネル製作にはSM490YA材(S45-35H)およびSS400材(S45-35H以外)を用いた。また、Fig.1に示すように供試体の上下部には端部治具を取り付けるための鋼板が溶接され、供試体下部フランジおよびウェブには、局部座屈を防止し、かつ剛域を確保するための三角リブが取り付けられている。

Table 1に実験供試体の実測寸法を示し、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/cm²)とした。Table 1の幅厚比パラメータ R_f および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は以下の式で表される。

Table 1 供試体実測寸法 (Fig.1 参照)

Specimen	h (mm)	h_c/h	B (mm)	D (mm)	$t = t_s$ (mm)	bs (mm)	γ/γ^*	$\frac{I_d}{b}$	$\bar{\lambda}$	R_f	$\bar{\lambda}_s$	H_{y0} (kN)	δ_{y0} (mm)
S45-35H	973	—	285	172	4.31	42	14.1	0.5	0.380	0.480	0.143	110.5	6.67
S30-25H	598	0.0	220	130	4.76	39	2.7	1.0	0.281	0.298	0.203	100.9	2.69
S30-60H	1436	0.0	220	130	4.79	39	2.7	1.0	0.673	0.296	0.203	42.3	15.50
SC45-25-25H	904	0.25	321	197	5.00	43	2.4	1.0	0.262	0.404	0.281	139.3	3.74
SC45-35-20H	1265	0.20	321	197	4.71	43	2.7	1.0	0.374	0.436	0.287	95.4	7.59
SC45-60-20H	1434	0.20	220	130	5.05	30	2.3	1.0	0.619	0.400	0.284	37.4	13.88

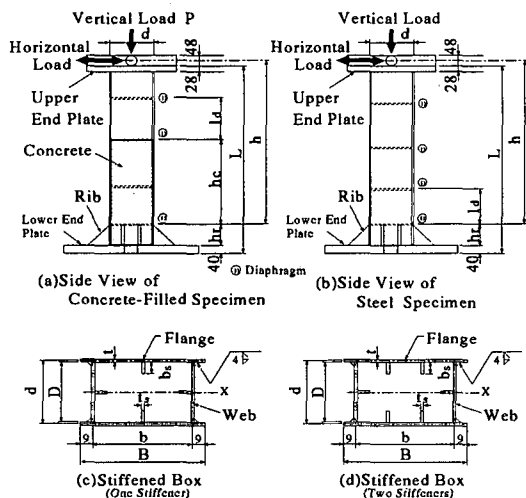


Fig.1 実験供試体

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

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

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 = 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、 h = 部材長、 r = 鋼断面の断面2次半径である。Table 1 中の γ はフランジ板の補剛材剛比、 γ^* は線形座屈理論から求められる最適剛比である。

$\bar{\lambda}_s$ は、文献4)で提案されたフランジ補剛板補剛材の細長比パラメータである。ただし、コンクリート部分充填柱の場合は、コンクリート充填部の真上のパネル、無充填柱の場合は、最下部パネルの補剛板を対象としている。

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変位であり、次式で定義される。

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (3)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (4)$$

ここで、 M_y = 鋼断面の降伏モーメント、 EI = 鋼断面の曲げ剛度であり、いずれも充填コンクリートの影響は無視する。また、Table 3において E_c = コンクリートのヤング係数、 f_c = コンクリートの圧縮強度、

Table 2 鋼材の材料定数

E	σ_y	ϵ_y	μ	E_{st}	ϵ_{st}	Δl
Test Specimen(SM490YA) S45-35H						
192	374	0.194	0.277	5.44	2.05	34.0
Test Specimen(SS400) S30-25H, S30-60H						
208	327	0.158	0.271	3.62	1.77	35.1
Test Specimen(SS400) SC45-25-25H, SC45-60-20H						
208	295	0.142	0.266	3.83	1.11	32.8
Test Specimen(SS400) SC45-35-20H						
204	299	0.147	0.263	3.38	1.06	33.3

Notes:

E = Young's Modulus(GPa)

σ_y = Yield Stress(MPa)

ϵ_y = Yield Strain(%), μ = Poisson's Ratio

E_{st} = Strain-Hardening Modulus(GPa)

ϵ_{st} = Strain at Onset of Strain-Hardening(%)

Δl = Elongation(%)

Table 3 コンクリート圧縮試験結果

Specimen	f_c (MPa)	E_c (GPa)	μ_c
SC45-60-20H	17.3	21.2	0.160
SC45-25-25H	18.2	21.8	0.186
SC45-35-20H			

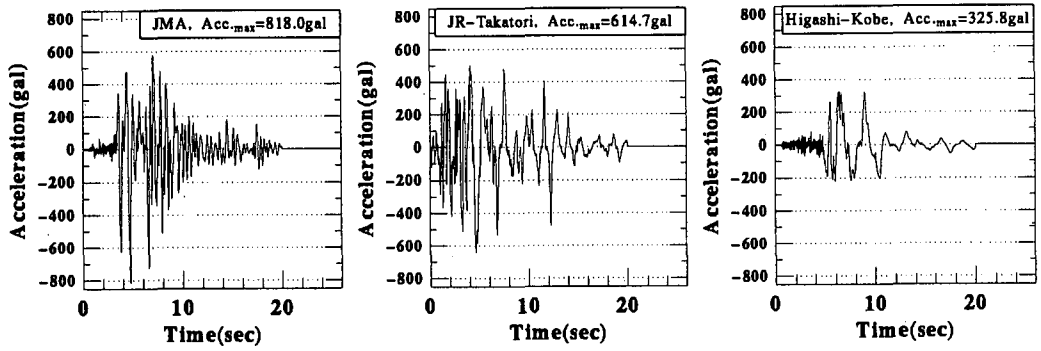


Fig.2 兵庫県南部地震観測地震波の加速度波形

μ_c = コンクリートのポアソン比である。なお、供試体名の初めに付く S または SC は、それぞれ補剛断面鋼製橋脚、コンクリート充填補剛断面橋脚を意味し、次に続く 2 桁の数値は、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の設計時の値をそれぞれ 100 倍した値を示している。

コンクリートの充填高さは、文献 4) に提案されている考え方にに基づき、各供試体に対して最適な充填高さとなるように解析的に決定した。ただし、供試体 S45-35H は、SC45-35-20H との比較のために準備したコンクリート無充填の供試体で、最適な設計にはなっていない。供試体 S30-25H および S30-60H においては、解析的には、コンクリート無充填が最適となる。

(2) 入力地震波

本研究では、兵庫県南部地震で観測された地震波の内、I 種地盤用として神戸海洋気象台 (以下 JMA)、II 種地盤用として JR 警報地震計 (鷹取) (以下 JR-Takatori)、III 種地盤用として東神戸大橋 (以下 Higashi-Kobe) の観測地震波を入力してハイブリッド実験を行った。これらの地震波の加速度波形を Fig.2 に示す。ただし地震波は、実験および解析のため加速度の特徴ある部分のみを取り出し、20 秒間の波形に縮め、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 秒の地震波に変更してある。

Fig.2 を見ると、JMA に関しては最大加速度が 818.0gal であり、これまで用いてきた土木研究所提案の Level 2 地震波 (最大加速度 442.9gal) の 2 倍近い値となっている。JR-Takatori も最大加速度 614.7gal であり、Level 2 地震波より大きな地震波であることがわかる。また、JMA の波形はピークがスパイク状に出ているのに対し、Higashi-Kobe の波形は斧状にピークが出ていることも特徴である。

(3) 実験方法

実験においては、1 体の供試体に対し、JMA、JR-Takatori および Higashi-Kobe をそれぞれ入力した。各実験における载荷順序、軸力比 (P/P_y) および想定実橋脚 (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 P/P_y (P_y = 鋼断面の全断面降伏軸力) に関しては充填コンクリートを無視して、前論文 7) ~ 11) と同様な方法で求めた値を用いた。Table 4 中で H_y = 前論文 7) ~ 11) と同様に求めた水平耐荷力 (安全率 $\nu=1.0$)、 $\delta_y = H_y$ に対応した変位である。また、 δ_{max} 、 δ_R 、 $\sum E$ はそれぞれ各実験における最大応答変位、残留変位、累積吸収履歴エネルギーである。

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。

3. 実験結果および考察

(1) 地震波の特性

実験結果の内、供試体 SC45-35-20H の実験における地震入力エネルギー (E_I)、履歴吸収エネルギー (E_H)、減衰エネルギー (E_D) の関係を Fig.3 に示す。地震波の入力エネルギーについて、Fig.3 を見ると、JMA の特徴としては、地震開始後の 3.5 ~ 4.8 秒の部分で全エネルギーの 6 割程度が入力されることがわかる。これは、300gal を超える加速度のピークが連続的に生ずる部分に当たり、最大加速度の 818gal のピークもこの部分に含まれる。JR-Takatori は、比較入力エネルギーが大きく、地震開始直後から 5.8sec までの部分で全エネルギーの約 7 割が入力されている。また、Higashi-Kobe に関しては、地震開始後 5.2 ~ 6.6 秒の部分で全エネルギーの約 7 割が入力され、約 11 秒で構造物の応答はほとんど決まると言える。

Table 4 載荷順序および実験結果

Specimen	Sq.	G.T.	Accel.	$\frac{P}{F_y}$	T (sec)	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	E_e (kN · cm)	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\sum E}{E_e}$
S45-35H	1	III	Higashi-Kobe	0.143	0.764	0.890	29.7	1.22	3.30	12.9
	2	I	JMA	0.199	0.899	0.832	29.2	1.77	3.75	46.4
	3	II	JR-Takatori	0.167	0.873	0.866	28.1	5.34	10.61	95.7
S30-25H	1	I	JMA	0.226	0.574	0.774	9.5	6.39	13.46	165.6
	2	II	JR-Takatori	0.191	0.551	0.809	10.4	2.58	9.88	105.4
S30-60H	1	I	JMA	0.133	1.307	0.867	25.4	0.06	2.66	11.2
	2	II	JR-Takatori	0.091	1.301	0.909	27.9	1.44	5.24	48.8
	3	III	Higashi-Kobe	0.077	1.207	0.923	28.8	0.02	2.32	5.0
SC45-25-25H	1	III	Higashi-Kobe	0.172	0.509	0.828	16.3	0.10	2.40	9.2
	2	I	JMA	0.235	0.635	0.765	15.8	2.18	9.52	132.6
	3	II	JR-Takatori	0.199	0.605	0.801	18.7	1.43	10.12	93.7
SC45-35-20H	1	III	Higashi-Kobe	0.130	0.752	0.870	25.3	0.90	3.42	12.8
	2	I	JMA	0.182	0.930	0.818	24.5	1.17	4.44	45.3
	3	II	JR-Takatori	0.152	0.852	0.848	26.5	2.63	9.75	95.2
SC45-60-20H	1	III	Higashi-Kobe	0.081	1.056	0.919	20.4	0.89	3.03	7.5
	2	I	JMA	0.129	1.365	0.871	19.3	0.38	2.78	17.1
	3	II	JR-takatori	0.096	1.211	0.904	22.0	0.44	5.43	61.8

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

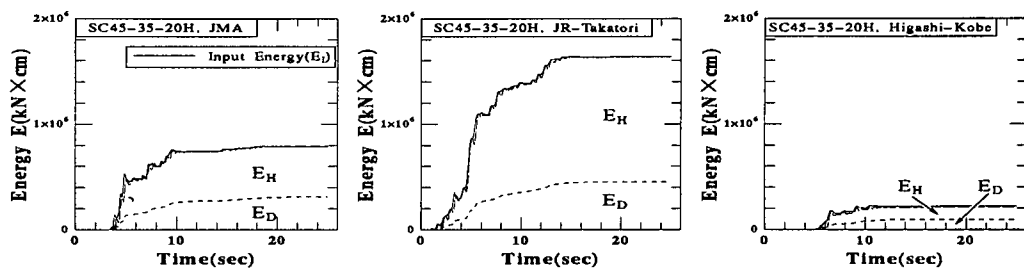


Fig.3 実験より得られた累積エネルギーの時間的変化

(2) 固有周期の違いによる応答の比較

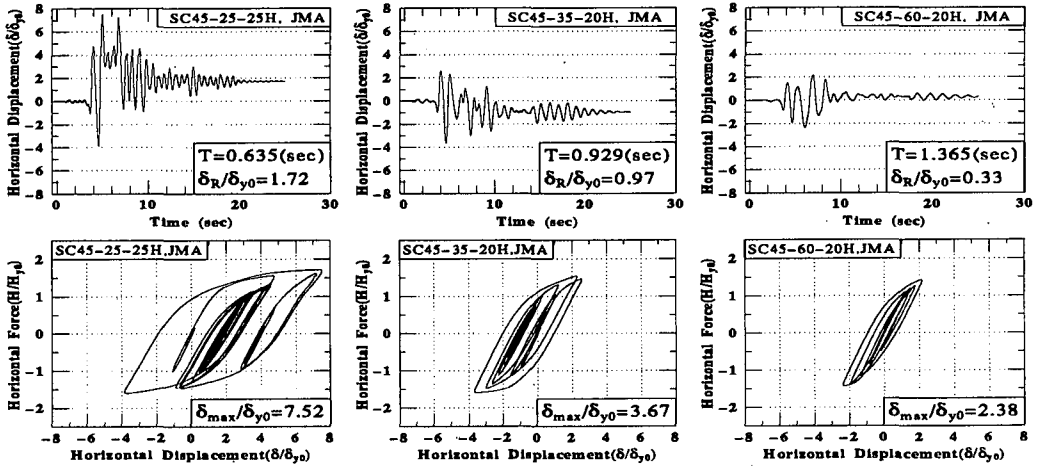
兵庫県南部地震では、固有周期 T の違いが構造物の応答に大きく影響していると言われている。ここでは、ほぼ同一の幅厚比パラメータを有し細長比パラメータの変化した、異なった固有周期を持つ3体の供試体 SC45-25-25H, SC45-35-20H, SC45-60-20H に対して、JMA, JR-Takatori および Higashi-Kobe を入力し、その地震応答値の比較を行う。

Table 4 に地震波入力順序および実験結果を示し、Fig.4(a), (b), (c) にそれぞれ JMA, JR-Takatori, Higashi-Kobe を入力した場合の時刻歴応答波形および復元力履歴ループを示す。ただし、Fig.4 の復元力履歴ループでは耐力低下は生じておらず、また、大きな局部座屈も観察されていないため、ここでは連続した地震入力による損傷はないものとして観察を行う。

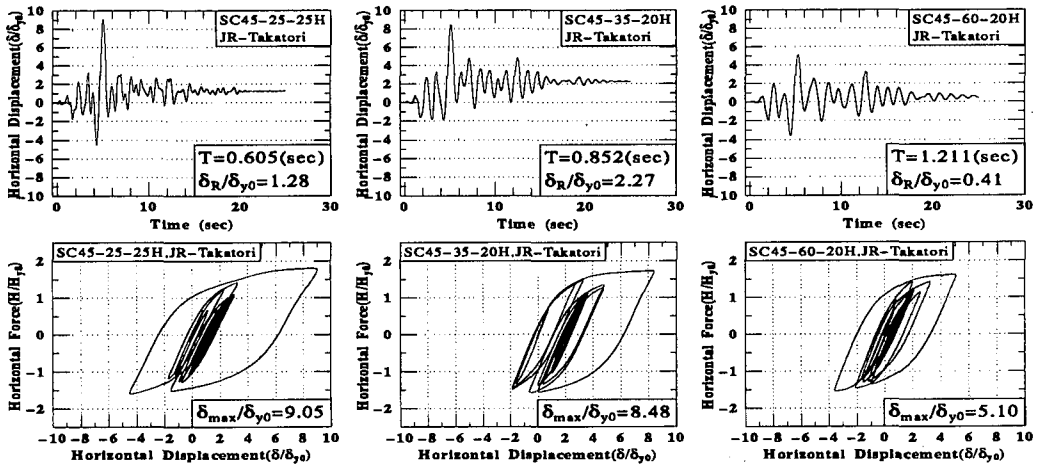
Fig.4(a) を見ると、JMA を入力した場合、固有周期が小さいほど、すなわち柱の長さが短いほど、降伏変位

で無次元化した最大応答変位 δ_{max}/δ_{y0} は大きくなる傾向にあり、固有周期の短い SC45-25-25H と長い SC45-60-20H を比較すると、SC45-25-25H の最大応答変位は SC45-60-20H の3倍以上の値となっている。また同様に、無次元化した残留変位 δ_R/δ_{y0} に関しても、固有周期が小さくなるほど大きくなる傾向が見られる。Fig.4(b) の JR-Takatori を入力した場合、3体の供試体すべてにおいて3種の地震波を用いた実験の内、最大の応答を示しており、この地震波が非常に大きな応答を生じさせる危険な地震波であることがわかる。SC45-25-25H に関しては最大応答変位が $9\delta_{y0}$ にも及んでいる。また、Fig.4(c) の Higashi-Kobe に関しては、固有周期の違いによる最大応答変位の違いはほとんどなく、最大で $3\delta_{y0}$ 程度しか生じていない。

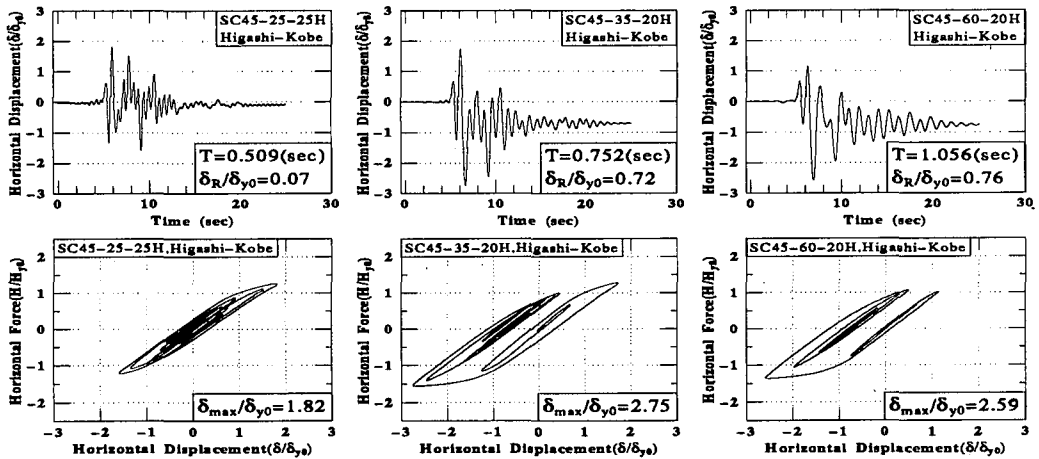
次に、本研究で用いたすべての供試体の実験結果に関して、横軸に固有周期を、縦軸に最大応答変位、残留変位および累積吸収エネルギーをそれぞれ降伏変位



(a) JMA 入力時の地震応答



(b) JR-Takatori 入力時の地震応答



(c) Higashi-Kobe 入力時の地震応答

Fig.4 コンクリート部分充填柱の時刻歴応変位および復元力履歴ループ(実験結果)

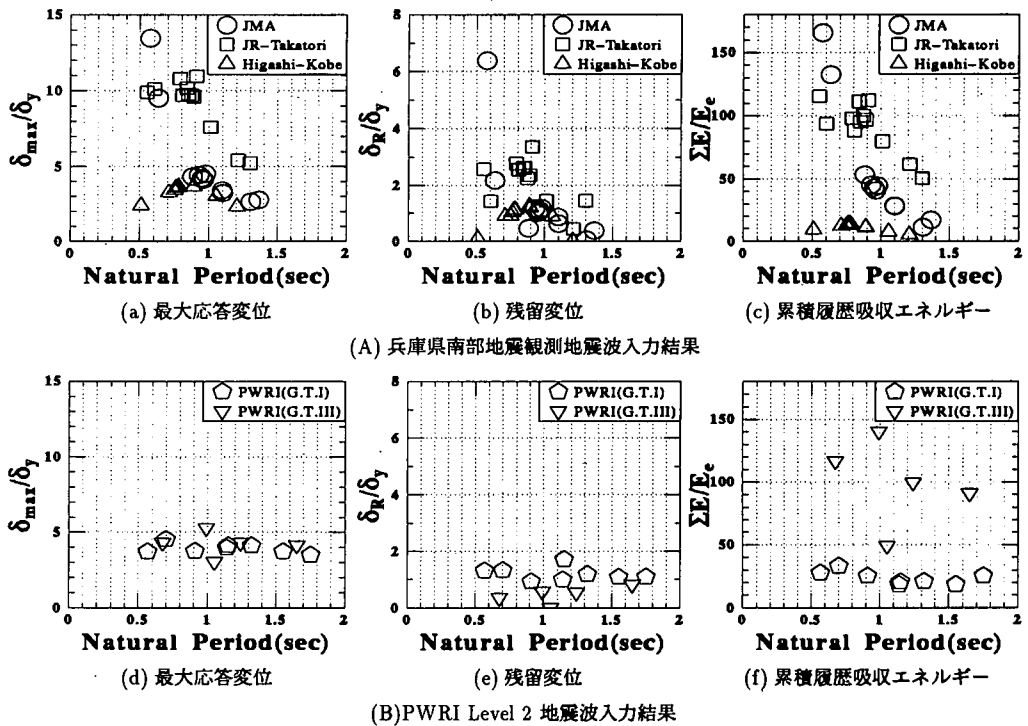


Fig.5 最大応答変位, 残留変位および累積履歴吸収エネルギースペクトル

δ_y , 弾性ひずみエネルギー $E_e (= H_y \cdot \delta_y / 2)$ で無次元化した値をとったグラフ(スペクトル図)を Fig.5(a)~(c) に示す。また, Fig.5 (d)~(f) に, 過去に名古屋大学で建設省土木研究所(PWRI)のLevel 2地震波(I, III種地盤)を入力して行ったハイブリッド実験結果^{8)~11)}の内, 補剛断面供試体の実験結果も併せて示す。

Fig.5(a)より, JMAに関しては, 固有周期が小さくなるに従い, 最大応答変位が極端に大きくなっていることがわかる。JR-Takatoriを入力した場合には, 固有周期 0.8秒を上回る供試体に関しては, JMAと同様の傾向が見られ, また, 他の地震波を入力した場合の供試体の応答値よりも大きい値を示している。しかし, 固有周期 0.8秒以下の供試体に関しては最大応答変位は $10\delta_y$ と非常に大きく生じるが, あまり固有周期による違いがないことが確認できる。また, Higashi-Kobeに関しては, 固有周期の違いによる変化は見られず, 最大応答変位 δ_{max}/δ_y は 2~4 の範囲内におさまっており, 固有周期が 1.0秒より大きな供試体に対しては, JMA入力による最大応答変位とあまり差はない。Fig.5(d)のI, III種地盤用Level 2地震波の最大応答変位を見ると, 両者とも δ_{max}/δ_y は 3~5程度であり, 固有周期によって差はなく一定である。また, Fig.5(a), (d)を比較すると, 固有周期 0.9秒を上回る範囲では, 兵庫県南

部地震観測地震波入力実験の応答と同程度生じている。

Fig.5(b), (e)の残留変位に関しては, すべての地震波で最大応答変位とほぼ同様の傾向を示している。

また, Fig.5(c)の累積吸収エネルギーについて, JMA, JR-Takatori, Higashi-Kobeに関しては最大応答変位と似た傾向を示しているが, Fig.5(f)のLevel 2地震波入力結果に関してはIII種地盤用地震波が非常に大きな値になっている。これはIII種地盤用地震波が継続時間が50秒と最も長く, 大きな変位を地震終了時まで繰り返し生じさせる地震波であることが原因である。

(3) コンクリート充填の効果

本研究で用いた供試体の内, コンクリート充填の効果と比較する供試体として鋼柱供試体 S45-35H とコンクリート充填供試体 SC45-35-20H の2体を用いた。この2体に対して行ったハイブリッド実験結果の内, JR-Takatori入力実験結果の時刻歴応答変位波形, 復元力履歴ループの比較を Fig.6 に示す。

Fig.6を見ると, JR-Takatoriを入力した場合, コンクリート充填柱 SC45-35-20H より鋼柱 S45-35Hの方が最大応答変位は15%程度大きくなっている。残留変位に関して, SC45-35-20HではS45-35Hの2分の1以下に抑えられており, コンクリート充填の効果は残留

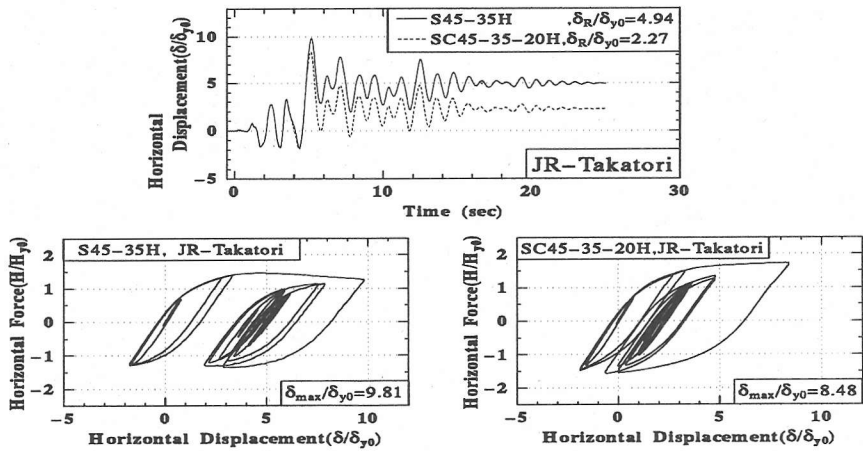
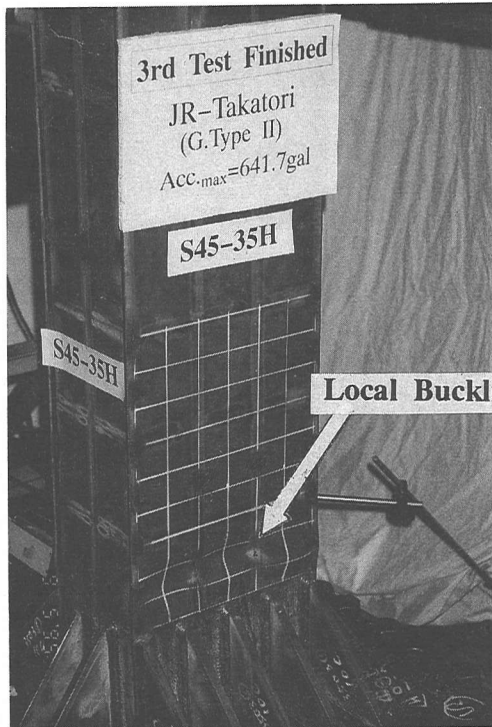
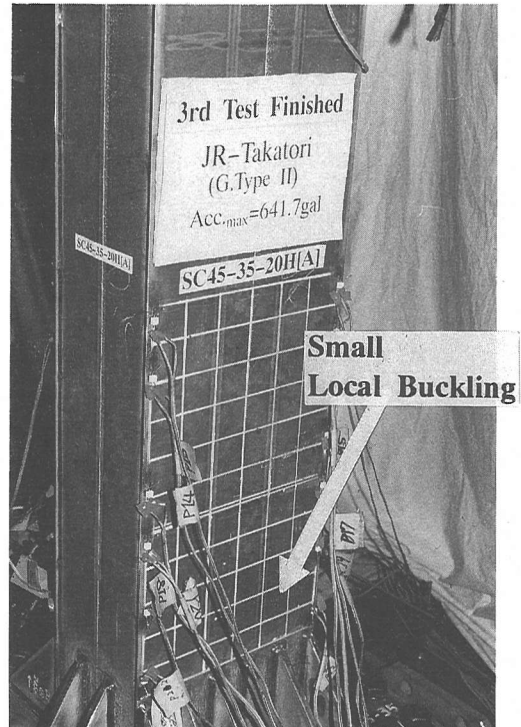


Fig.6 コンクリート無充填供試体 S45-35H と充填供試体 SC45-35-20H の実験結果の比較 (JR-Takatori 入力時)



(a)S45-35H



(b)SC45-35-20H

Photo.1 鋼柱 (S45-35H) とコンクリート部分充填柱 (SC45-35-20H) の座屈状況の比較

変位に関して顕著である。

最大荷重に関しては、コンクリート充填による向上はあまり大きくない。しかし、S45-35H においては柱基部での局部座屈発生・進展に伴う最大荷重後の耐力低下が見られるが、SC45-35-20H では最高荷重にまで達しておらず耐力を維持しており、コンクリート充填がダクティリティに対して大きな影響を与えている

ことが確認できる。これは、コンクリートの充填により、柱基部での局部座屈による急激な損傷の進展が抑えられたものと考えられる。

Photo.1 に JR-Takatori 入力実験終了時の鋼柱 S45-35H とコンクリート充填柱 SC45-35-20H の座屈発生状況写真を示す。

また、兵庫県南部地震観測地震波を入力したハイブ

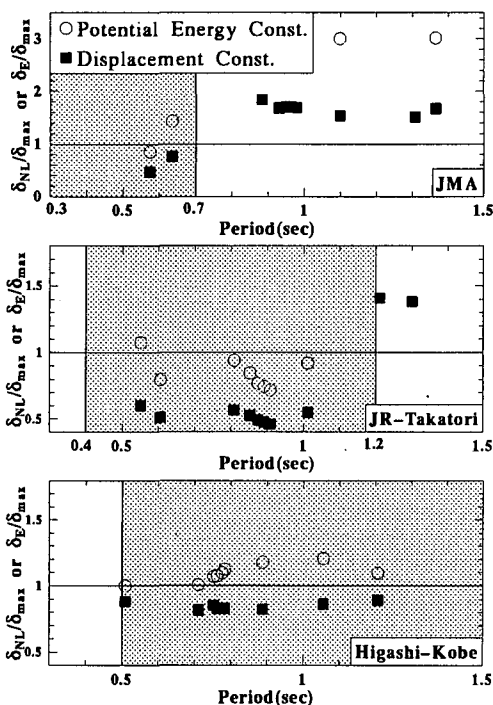


Fig.7 推定最大応答変位と実験値の比較
(兵庫県南部地震)

リッド実験においては、柱基部および中空鋼断面部に局部座屈は発生したが、溶接部あるいは母材にクラックは発生しなかった。さらに、提案法⁴⁾に基づき最適設計を行った供試体に関しては、地震入力時に局部座屈の発生による耐力低下は生じなかった。

(4) エネルギー一定則、変位一定則による最大応答変位の推定

現行道路橋示方書¹⁶⁾に規定されている地震時保有水平耐力照査法では、Newmarkのエネルギー一定則の概念が導入されている。本研究で採用した提案地震時保有水平耐力照査法⁴⁾においても、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、「弾性応答と弾塑性応答のポテンシャルエネルギーはほぼ等しい」という考え方である¹⁵⁾。

ここでは、このエネルギー一定則により、文献8),14)に示す方法を用いて非弾性最大応答変位 δ_{NL} を推定し、ハイブリッド地震応答実験より得られた各地震波に対する最大応答変位との比較を行う。さらに、「弾塑性応答変位は弾性応答変位と等しい」という変位一定則による弾性最大応答変位 δ_E の推定値と実験値との比較も行う。ただし、ここで用いる弾塑性応答の包絡線とし

Table 5 エネルギー一定則、変位一定則の適用範囲

Accel.	T	Method
JMA	$T < 0.7$	エネルギー一定則
	$0.7 \leq T \leq 1.4$	変位一定則
JR-Takatori	$T < 0.7$	エネルギー一定則
	$0.7 \leq T < 1.1$	エネルギー一定則
	$1.1 \leq T \leq 1.3$	変位一定則
Higashi-Kobe	$0.5 \leq T \leq 1.5$	エネルギー一定則

Notes: Accel. = Accelerogram, T = Natural Period(sec)

ては、ハイブリッド実験終了後に行った変動変位繰り返し載荷実験より得られたものを用いた。

Fig.7に、横軸に供試体の固有周期をとり、縦軸に δ_{NL} および δ_E をハイブリッド実験より得られた最大応答変位 δ_{max} で無次元化した値をとった図をJMA, JR-Takatori, Higashi-Kobeの各地震波ごとに示す。

Fig.7を見ると、各地震波においてエネルギー一定則による推定最大応答変位が比較的良い近似をしているのは、同図中のハッチングを施した部分に対応し、変位一定則による推定値が良い近似をしているのは、それより固有周期が大きい部分である。ハッチングを施した部分の橋脚の固有周期は、JMAでは0.3~0.7秒、JR-Takatoriで0.4~1.2秒、Higashi-Kobeでは0.5~1.5秒となる。エネルギー一定則は、地震波の加速度応答スペクトルが一定の範囲では比較的良く合うと言われているが、上述の固有周期の範囲は、兵庫県南部地震後に出された道路橋示方書耐震設計編改訂暫定案³⁾に示されたJMA, JR-Takatori, Higashi-Kobeの標準加速度応答スペクトルの一定部分に対応している。

Table 5にJMA, JR-Takatori および Higashi-Kobeの各地震波に対する、最大応答変位推定におけるエネルギー一定則、変位一定則の適用範囲を示す。

また、過去に名古屋大学で行われた土木研究所 Level 2地震波を入力したハイブリッド実験結果とエネルギー一定則、変位一定則による推定最大応答変位の比較をFig.8に示す⁴⁾。Fig.8よりLevel 2地震波に関しても、用いた供試体の固有周期の範囲内では、エネルギー一定則が良く合っていることが確認できる。

以上より、最大応答変位の推定はエネルギー一定則、あるいは変位一定則を用いることにより可能であると考えられる。

なお、上述の方法では、実験から得られた包絡線を使用したのが、実際の橋脚の設計の場合には、より簡便化したAppendixに示す方法を用いることができよう。

(5) 最大応答変位と残留変位の近似相関式

Fig.9に、2.(1)に示す最適設計をした供試体に対す

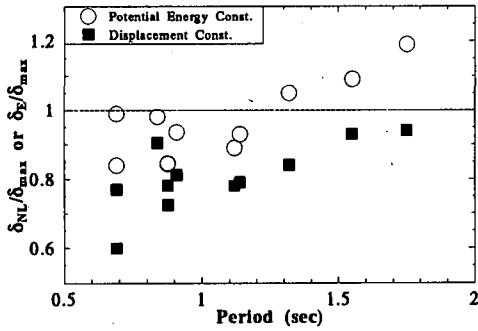


Fig.8 推定最大応答変位と実験値の比較
(PWRI, Level 2 地震波)

るハイブリッド実験より得られた最大応答変位および残留変位を用い、横軸に残留変位 δ_R を、縦軸に最大応答変位 δ_{max} をそれぞれ降伏水平変位 δ_y で無次元化した値をとった図を示す。これを見ると、本研究で用いたすべての地震波に対して大きく変化することなく、最大応答変位と残留変位には明確な相関関係が見られる。

従って、ここでは本研究で用いた JMA, JR-Takatori および Higashi-Kobe の 3 つの地震波による応答値に対して、以下の条件を満足するよう、最大応答変位-残留変位関係式の推定を試みた。

- (a) 推定式による最大応答変位に対する残留変位は、実験値よりも大きくなるようにする。
- (b) 最大応答変位は $\delta_{max}/\delta_y \geq 1$ を満足するようにする。つまり、弾性応答 ($\delta_R = 0$) で、 $\delta_{max} = \delta_y$ とする。
- (c) 最大応答変位は残留変位の増加に伴い、最終的にある値に漸近する形をとる。
- (d) 推定式は $\delta_{max}/\delta_y = \delta_R/\delta_y$ と交わる点までを制限とする。

以上の条件を満たすべく推定を行った結果、次に示す推定式が得られた。

$$\frac{\delta_R}{\delta_y} = \tan \left\{ \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_y} - 7 \right) / 4.8 \right\} + 2.2 \quad (5)$$

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \leq 14.2 \quad (6)$$

ただし、式 (5) は式 (6) を満たす範囲のみ有効とする。この制限は、式 (5) と $\delta_{max}/\delta_y = \delta_R/\delta_y$ が交差する点に当たり、上述の条件 (d) を満足している。

Fig.9 に、ハイブリッド実験結果と併せて推定式 (5) による近似曲線を示す。実験値と推定式を比較すると、推定式による残留変位は実験値を上回る値となり、ま

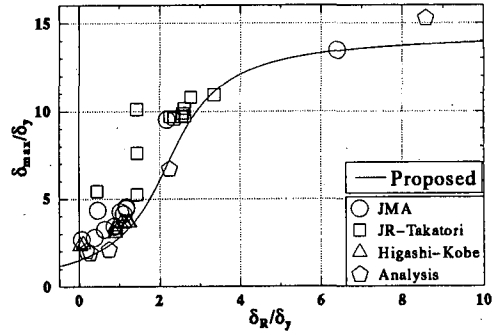


Fig.9 最大応答変位-残留変位相関図

た、 $\delta_R/\delta_y = 0$ において $\delta_{max}/\delta_y \approx 1.0$ となっており、条件 (a) および (b) を満足している。

ただし、この推定式の適用範囲は、提案設計法に準じ最適な設計をした供試体で、かつ断面形が補剛箱形断面のものに限る。

さらに、同図中に推定式の妥当性を検証するために行った地震応答解析結果を示す。解析に用いた供試体としては、本研究で用いた供試体の固有周期の範囲外のものを選び、解析モデルとしては、本大学において提案された鋼製橋脚の 2 パラメータの復元力モデル⁶⁾を用いた。また、この推定式は最適な設計を行ったものに対してのみ有効であるので、解析対象供試体は、コンクリート無充填の鋼柱として最適と考えられる幅厚比パラメータ $R_f = 0.30$ を採用した。

Fig.9 の解析値を見ると、すべての実験値よりも最大応答変位、残留変位ともに大きく出ているのは 1 体のみであるが、比較的推定式に近い値を示している。また、その他の解析結果に関しても、ほぼ推定式に沿う形となっている。残留変位に着目すると、推定値よりも若干大きく出ているものも数体あるが、ほぼ推定値に合っており、提案した推定式は妥当なものであると考えられる。

よって、3.(4) に示した方法によって推定した最大応答変位 δ_{max} を用い、提案推定式 (5) に代入することによって、残留変位 δ_R を推定することが可能となる。

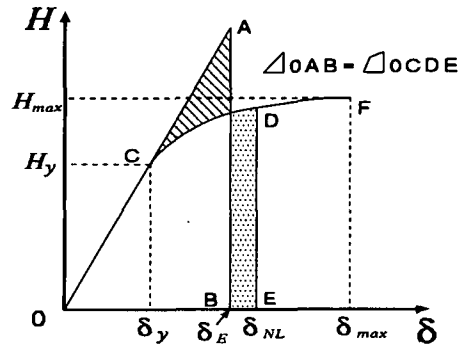
4. 結言

本研究では、兵庫県南部地震で観測された地震波の内、I, II, III 種地盤用としてそれぞれ神戸海洋気象台 (JMA), JR 警報地震計 (鷹取)(JR-Takatori), 東神戸大橋観測地震波 (Higashi-Kobe) を用い、ハイブリッド地震応答実験を行った。実験供試体は、震災後に提案

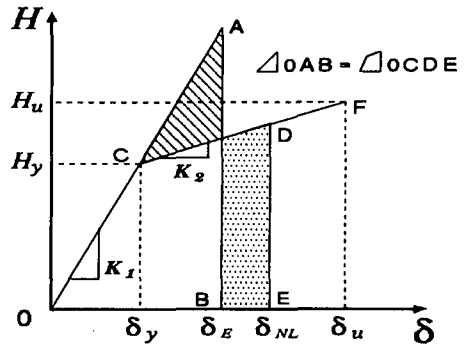
された地震時保有水平耐力照査法⁴⁾に示された指針に準じて、耐震上最適と考えられる設計を行い、鋼製橋脚モデルとして3体(内1体のみ最適でない)、コンクリート充填鋼製橋脚モデルとして3体製作した。実験結果より以下のように結論が得られた。

- (1) JMA は、本研究で用いた供試体のパラメータ範囲内では、構造物の固有周期が小さい領域(0.5~0.7秒)で最大応答変位、残留変位および累積吸収エネルギーを大きくする特性を有し、特に最大応答変位に関しては、その影響は顕著である。
- (2) JR-Takatori は、固有周期0.5~1.0秒の橋脚に非常に大きな応答を与える地震波である。ただし、本研究で用いた供試体の範囲内で固有周期0.6秒を下回る場合、JMA 入力実験の方が応答は大きくなった。
- (3) Higashi-Kobe は、構造物の固有周期の変化による応答への影響はほとんどなく、最大応答変位に関しては2~4 δ_{y0} の範囲におさまった。
- (4) 構造物の固有周期が0.9秒を下回る場合、兵庫県南部地震観測地震波を入力した場合の応答は、土木研究所 Level 2地震波(I, III種地盤)を入力した場合の応答を大きく上回り、最大応答変位に関しては最大で3倍にも達した。
- (5) 柱基部への低強度のコンクリート充填による柱の強度の上昇はあまり大きくないが、ダクティリティーに関しては大きく改善され、柱基部での局部座屈の発生・進展に伴う急激な耐力の低下を抑制することが可能である。地震応答においては、最大応答変位より残留変位に対してその効果は大きい。
- (6) 本研究で用いた供試体のパラメータの範囲内では、兵庫県南部地震観測地震波を入力しても、供試体に溶接割れ、母材クラックは発生しなかった。さらに、最適設計を行ったすべての供試体に対する地震応答実験において、局部座屈の進展による耐力低下(すなわち、劣化域)は見られなかった。
- (7) ハイブリッド実験結果より、エネルギー一定則および変位一定則を用いた最大応答変位の推定法の妥当性を検討した。
- (8) 実験結果より最大応答変位と残留変位の関係式の提案を行った。

謝辞：本研究は、平成7年度文部省科学研究費・基盤研究(B)(2)(研究代表者名：宇佐美勉)および平成7年度土木鋼構造研究助成金(鋼材倶楽部)からの研究費の補助を受けて行った。また、鉄道総合技術研究所の中村豊氏からは、JR 警報地震計(鷹取)観測地震波形の提供を受けた。ここに記して深く感謝の意を表します。



(a) 実験における $H - \delta$ 曲線



(b) バイリニア型 $H - \delta$ 曲線

Fig.A.1 エネルギー一定則に用いる $H - \delta$ 曲線

Appendix 実設計における非弾性最大応答変位の算出

橋脚の実設計においては、本研究で採用したような、実験による弾塑性域の包絡線 (Fig.A.1(a)) を得ることは不可能である。従って、文献4)に示す方法によって解析的に求めた終局変位 δ_u 、終局荷重 H_u を用い、Fig.A.1(b)に示すバイリニア型の $H - \delta$ 曲線を考え、エネルギー一定則により非弾性最大応答変位 δ_{NL} を計算する。この場合の非弾性最大応答変位 δ_{NL} 、弾性最大応答変位 δ_E の算定式は、式(A.1)~(A.3)のように示される⁵⁾。

$$\frac{\delta_{NL}}{\delta_y} = \frac{1}{\gamma} \left\{ \gamma - 1 + \sqrt{1 - \gamma + \gamma \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2} \right\} \quad (\gamma \neq 0) \quad (A.1)$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{\delta_E}{\delta_y} \right)^2 \right\} \quad (\gamma = 0) \quad (A.2)$$

$$\delta_E = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_A \quad (A.3)$$

ここで、 $\gamma = K_2/K_1$, $K_1 = H - \delta$ 曲線の第 1 勾配 ($=H_y/\delta_y$), $K_2 = H - \delta$ 曲線の第 2 勾配, $T =$ 橋脚の固有周期, $S_A =$ 橋脚の弾性加速度応答スペクトルである。

Fig. A.1(a), (b) を比較すると、バイリニア型 $H - \delta$ 曲線を用いた場合、塑性域における履歴吸収エネルギー量は、実験から得られる包絡線を用いた場合より小さくなるため、推定する非弾性最大応答変位 δ_{NL} は若干大きく算出される。すなわち、安全側の評価をすることになる。

バイリニア型を用いて計算した δ_{NL} が、解析的に求められた終局変位 δ_u を上回る場合、あまり大きな差が生じない場合には、上述の吸収エネルギー量の違いを考慮し、 $\delta_{NL} = \delta_u$ とする。また、大きく異なる場合には、橋脚の再設計を行うこととする。

ただし、最大応答変位推定法は 3.(4) の Table 5 に従い、設計橋脚の固有周期により方法が異なる点に注意する。

参考文献

- 1) 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。
- 2) NAKAMURA, Yutaka : "Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake", JR Earthquake Information No.23c, Feb. 1995, Railway Technical Research Institute.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編改訂暫定案, 1995年5月。
- 4) 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.

- 5) 宇佐美 勉: 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(修正版), 名古屋大学工学部土木工学科研究報告, 1995年7月7日。
- 6) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996. 10.
- 7) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.179-190, 1995. 1.
- 8) 宇佐美勉, 才塚邦宏, 木曾英滋, 伊藤義人: ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.101-113, 1995. 7.
- 9) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 木曾英滋, 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.227-288, 1995. 3.
- 10) 宇佐美 勉, 鈴木俊光, 伊藤義人: 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.55-67, 1995.10.
- 11) 鈴木俊光, 宇佐美勉, 伊藤義人, 豊島 経: 細長比の大きなコンクリート部分充填柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.77-88, 1996. 4.
- 12) 家村浩和: ハイブリッド実験の発展, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.1-10, 1985年4月。
- 13) 伯野元彦, 岡田恒雄, 高梨晃一, 土岐憲三, 池田尚治, 家村浩和, 片田敏行: ハイブリッド実験の応用マニュアル, 1990年3月。
- 14) 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. 1.
- 15) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, pp.133-135, 1981.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1990年2月。

(1996. 3. 18 受付)

HYBRID TESTING OF STEEL BRIDGE PIER MODELS USING THE HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE ACCELEROGRAMS

Kunihiro SAIZUKA, Tsutomu USAMI, Kazuya YOSHIZAKI and Moriaki SUZUKI

The Hyogoken-nanbu earthquake which struck Kobe area on January 17, 1995 caused considerable loss of lives and properties. Although a variety of Civil Engineering structures were damaged, the damage to bridge piers was the most prominent. In this study, six steel box column specimens modeling steel bridge piers were tested pseudodynamically using the accelerograms obtained during the Hyogoken-nanbu earthquake. The piers were also analyzed using the hysteretic model developed in Nagoya University. The results indicate that the natural period and presence of in-filled concrete have a significant effect on the seismic response of such piers.