

コンクリート部分充填鋼製橋脚の復元力モデルと 弾塑性地震応答解析

A HYSTERESIS MODEL FOR CONCRETE-FILLED STEEL BRIDGE PIERS AND ITS
APPLICATION TO ELASTO-PLASTIC SEISMIC RESPONSE ANALYSIS

子林稔*・宇佐美勉**・鈴木森晶***

Minoru KOBAYASHI, Tsutomu USAMI and Moriaki SUZUKI

*学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻博士課程(前期課程) (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

**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)

***正会員 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)

A new hysteresis model for concrete-filled steel bridge piers of single degree of freedom is proposed. The model has been obtained from static as well as quasi-static tests done in Nagoya University during the past several years. And the validity of the model is proved by comparison with the pseudo-dynamic test results obtained by using the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake accelerograms.

Key Words : concrete-filled steel bridge pier, hysteresis model, earthquake response analysis

1. 緒言

平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震は、同地域の社会基盤施設に多大な被害を与えた。鋼製橋脚も例外ではなかったが、車両等の衝突による橋脚の損傷を防止するために、基部にコンクリートが部分的に充填されている橋脚には被害が軽微であったものが多かった。これは、コンクリートを柱基部に充填することにより、局部座屈の発生が抑制され、柱の耐力の向上と変形能が著しく高められたことが理由であると考えられる。このことは名古屋大学で過去に行われた準静的繰返し載荷実験およびハイブリッド実験において証明されてきた^{1)~4)}。

ここ数年間、鋼製橋脚をモデル化した静的および準静的繰返し載荷実験が多くの研究機関で行われ、その結果に基づいて鋼製橋脚に対する復元力モデルが提案され、かなりの精度で応答を表現できるようになった^{5)~7)}。しかし、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚に関しては、静的および準静的繰返し載荷実験、ハイブリッド地震応答実験の不足から、復元力モデルに関する提案がまだされていない。そこで本研究では、著者らによって行われたコンクリート部分充填鋼製橋脚の静的および準静的繰返し載荷実験結果^{1)~4)}から復元力モデルを構築し、弾塑性地震応答解析結果を兵庫県南部地震において観測された地震波および建設省土木研究所(PWRI)の地震時保有水平耐力照査用レベル2地震波を用いて行われたハイブリッド地震応答実験結果⁴⁾と比較し、その妥当性を検証する。

2. 復元力モデルの構築

橋脚を頂部に集中質量を持つ1自由度系にモデル化すると、復元力特性は、橋脚頂部の水平力 H と水平変位 δ の履歴曲線として表される。

復元力モデルの形を決定するにはスケルトンカーブ(骨格曲線)と履歴法則が必要となる。スケルトンカーブは、通常 単調増大荷重に対する弾塑性有限変位解析または実験から求められる。本研究では著者らが鋼製箱形断面橋脚用として開発した2パラメータモデル^{5)~7)}を基本として復元力特性を構築する。

2.1 コンクリート部分充填鋼製橋脚用復元力モデル

鋼製橋脚の柱基部にコンクリートを部分充填することにより柱基部での局部座屈進展に伴う急激な耐力の低下が抑制される。コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の準静的繰返し載荷実験^{2),3)}では、 $10\delta_{y0}$ 程度の大変形 (δ_{y0} は降伏水平変位であり後に定義する。)となったときには劣化剛性域は現れたが、兵庫県南部地震で観測された地震波を入力したハイブリッド地震応答実験^{4),8)}では、コンクリートを最適に充填した場合⁹⁾、明瞭な劣化剛性域が現れるまでの応答変位が生じなかった。そのため鋼製橋脚用に開発された2パラメータモデルでは劣化域を考慮したが、このモデルでは強度劣化を考慮しない復元力モデルとする。

(1) スケルトンカーブの決定

スケルトンカーブとしては、Fig.1に示すような劣化域のないトリリニアモデルを採用した。図中のそれぞれの量は以下に示すとおりである。

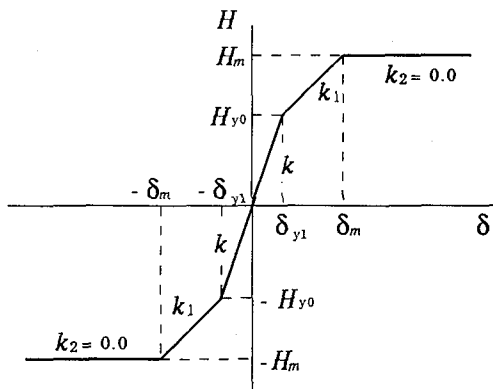


Fig. 1 Skeleton Curve

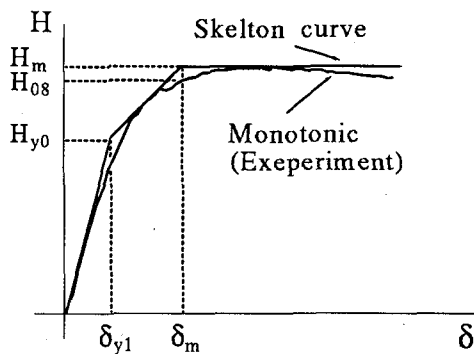


Fig. 2 Definition of δ_m

初期降伏荷重 H_{y0} および それに対応する変位 δ_{y1}

コンクリートを部分的に充填した橋脚モデルの実験結果から、初期降伏荷重として、コンクリートを無視し、かつ軸圧縮力を考えないときの降伏水平力を用いる。すなわち

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (1)$$

ここで、 M_y =コンクリートを無視した鋼柱の降伏モーメント、 h =柱の高さである。

初期降伏荷重に対応する変位 δ_{y1} を求めるには初期降伏荷重 H_{y0} を初期剛性 k で除すことにより求められる。ここで初期剛性 k は、実測値がある場合はそれを使用し、もし無い場合は以下の方法で求めるものとする。

初期剛性 k を求めるにあたり、合成断面の曲げ剛度が必要になるが、その際コンクリートの強度は引張側を無視し圧縮側のみ考慮し、以下の式のように定義する。

$$\overline{EI} = E(I + \frac{I_c}{n}) \quad (2)$$

$$k = 1 / \left[\frac{h^3}{3\overline{EI}} + \alpha^3 \frac{h^3}{3} \left(\frac{1}{EI} - \frac{1}{\overline{EI}} \right) \right] \quad (3)$$

ここで、 $\overline{EI}$ =コンクリートと鋼材の合成断面部分の曲げ剛度、 E =鋼材の弾性係数、 I =中立軸回りの鋼断面の断面2次モーメント、 I_c =中立軸回りのコンクリートの断面2次モーメント、 $n = E/E_c$ 、 E_c =コンクリートの弾性係数、 $\alpha = h_c/h$ 、 h_c =コンクリートの充填高さである。

最大荷重 H_m および 最大荷重に到達する変位 δ_m

最大荷重 H_m は、静的実験または準静的繰り返し載荷実験の包絡線より得られた最大荷重点の値を使用する。これが無い場合は弾塑性有限変位解析により求められた値を使用する。最大荷重点に到達する変位 δ_m は、硬化域剛性 k_1 を用いることにより求めることができる。ここで硬化域剛性 k_1 は初期剛性 k の0.2倍とした。すなわち

$$k_1 = 0.2 \cdot k \quad (4)$$

これは、静的実験または準静的繰り返し載荷実験結果から下記のように求められたものである。すなわち、コンクリートを充填したことによる、鋼製橋脚では顕著でなかった強度の上昇が、本来の最大荷重に到達する変位より小さな変位領域においてみられたことから、それを表現するために、 δ_m を本来の最大荷重後の変位より小さな変位、すなわち Fig.2に示してあるように静的実験から得られる $H-\delta$ 関係あるいは、準静的実験から得られる $H-\delta$ 関係の包絡線上で水平荷重が式(5)で求められる $H_{0.8}$ となる変位とした。

$$H_{0.8} = H_{y0} + (H_m - H_{y0}) \times 0.8 \quad (5)$$

すべての供試体について、初期剛性と硬化域剛性の比を求めると約0.2~0.3の範囲内に収まったので、最小の0.2を採用した。なお水平荷重が最大荷重 H_m に達した後の剛性 k_2 は、前述のように零とした。

(2) 復元力特性の決定

1) 剛性低下

剛性低下とは、繰り返し載荷が進むにつれ、初期剛性より除荷域剛性 k' が低下することを表現するものである。本モデルでは、文献7)の考え方に従い、過去に生じた変位の絶対量の最大値 (Fig.3の点Aと仮定する) よりも大きい変位 (Fig.3の点Bの場合) が新たに生じた場合、直前のループまでの累積吸収エネルギー量 (Fig.3における dE の和) により以下の式を用い除荷域剛性 k' を低下させる。

$$k' = \left[1 - \frac{1}{6} \tan^{-1} \left(\frac{1}{4} \frac{\sum dE}{E_0} \right) \right] \cdot k \quad (6)$$

上式は、累積吸収エネルギー量が構造物の損傷に関連がある⁷⁾ことから、Fig.4に示したように準静的繰り返し実験およびハイブリッド地震応答実験結果より累積吸収エネルギーと除荷域剛性の関係を求め、曲線で近似したものである。ここで E_0 はエネルギー吸収量の基

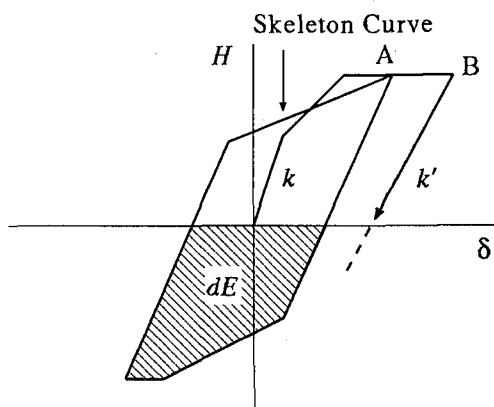


Fig. 3 Stiffness Degradation

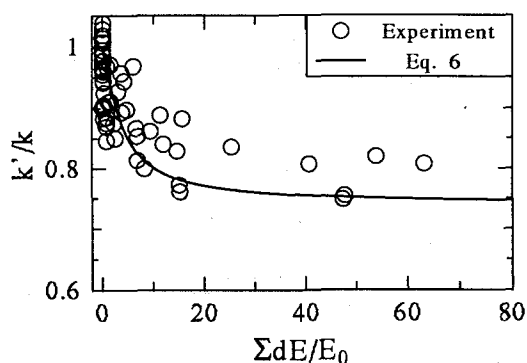


Fig. 4 Stiffness - Absorbed Energy Curve

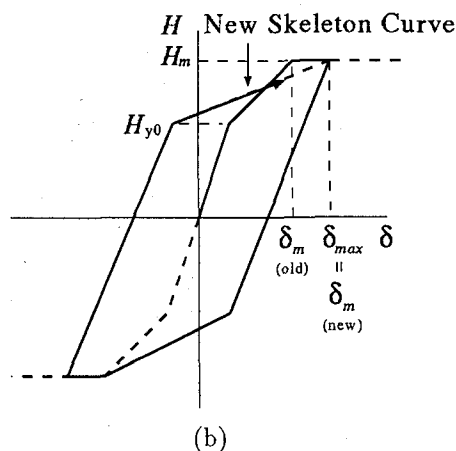
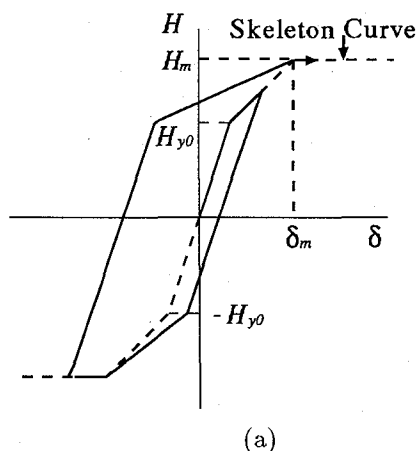


Fig. 5 Change in δ_m

本単位量で以下の式で定義される。

$$E_0 = H_{y0} \cdot \delta_{y0} / 2 \quad (7)$$

δ_{y0} は曲げ変形のみ考慮した1次理論による鋼柱の降伏変位であり、次式で定義される。

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (8)$$

2) 最大荷重に到達する変位 δ_m の変更

最大荷重点に到達する変位 δ_m の量を以下のようなルールに従い変更する。

1. 初期のスケルトンカーブで設定した δ_m に到達する以前では、最大荷重点に到達する点 (H_m, δ_m) を目指すようなスケルトンカーブ上を移動する (Fig.5(a)).
2. 過去に受けた最大変位 δ_{max} が1度でも δ_m を越え、 δ_m をこの δ_{max} の量に更新し、以後新しい δ_m を目指すようなスケルトンカーブ上を移動する (Fig.5(b)).

3. 弾塑性地震応答解析手法および入力地震波

本研究では解析の対象をコンクリート部分充填鋼製橋脚が水平地震動を受ける場合とし、構造物を1自由度系モデルに置き換え、線形加速度法を用いて弾塑性地震応答解析^{5)~7),10)}を行った。復元力モデルは、今回提案したコンクリート部分充填鋼製橋脚用復元力モデルを使用した。弾塑性地震応答解析では、減衰定数 $\xi = 0.05$ 、解析時間間隔 $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$ とした。入力地震波としては、まず建設省土木研究所 (PWRI) の地震時保有水平耐力照査用レベル2地震波のうちI種地盤用地震波 (以下 Level2, G.T.I) およびIII種地盤用地震波 (以下 Level2, G.T.III) を使用した。また兵庫県南部地震で観測された地震波のうち、I種地盤上の神戸海洋気象台観測地震波のN-S成分 (以下 JMA)、II種地盤上のJR警報地震計 (鷹取)¹¹⁾ による観測地震波のN-S成分 (以下 JR-Takatori)、III種地盤上の東神戸大橋地震波 N168E成分 (以下 Higashi-Kobe) を使用した。

Table 1 Parameters of Hybrid Tests

Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	$\frac{h_c}{h}$	$\frac{P}{P_y}$	Input Earthquake Accelerogram
SC40-35-20	0.368	0.372	0.200	0.129	Higashi-Kobe
				0.180	JMA
				0.150	JR-Takatori
SC45-60-20	0.400	0.619	0.200	0.081	Higashi-Kobe
				0.129	JMA
				0.096	JR-Takatori
SC45-60-30[A]	0.450	0.620	0.300	0.130	Level2, G.T.I
SC45-60-30[B]	0.440	0.620	0.300	0.0830	Level2, G.T.III

Table 2 Results of Hybrid Tests and Analyses

Specimen	Input Earthquake Accelerogram	$ \delta_{max}/\delta_{y0} $			
		Analysis (a)	Test (b)	(a)/(b)	$ (a) - (b) $
SC40-35-20	Higashi-Kobe	2.36	2.66	0.887	0.300
	JMA	3.38	3.69	0.916	0.310
	JR-Takatori	8.74	8.87	0.985	0.130
SC45-60-20	Higashi-Kobe	2.40	2.59	0.93	0.190
	JMA	2.44	2.38	1.03	0.060
	JR-Takatori	5.37	5.10	1.05	0.270
SC45-60-30[A]	Level2, G.T.I	3.21	3.08	1.04	0.130
SC45-60-30[B]	Level2, G.T.III	2.89	2.40	1.20	0.490

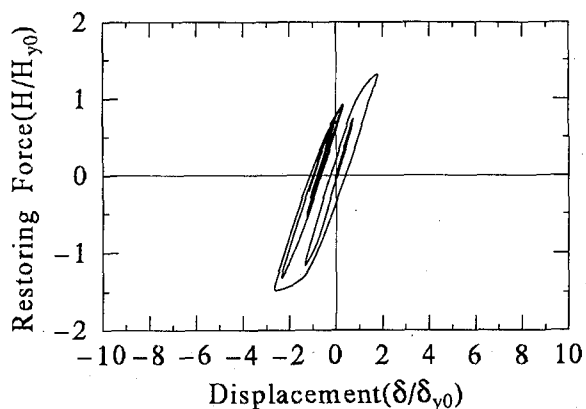
Specimen	Input Earthquake Accelerogram	δ_R/δ_{y0}			
		Analysis (c)	Test (d)	(c)/(d)	$ (c) - (d) $
SC40-35-20	Higashi-Kobe	1.13	0.733	1.54	0.397
	JMA	0.459	0.393	1.17	0.0660
	JR-Takatori	1.26	2.34	0.538	1.08
SC45-60-20	Higashi-Kobe	0.948	0.759	1.25	0.189
	JMA	0.440	0.325	1.35	0.115
	JR-Takatori	0.925	0.412	2.25	0.513
SC45-60-30[A]	Level2, G.T.I	1.85	1.35	1.37	0.500
SC45-60-30[B]	Level2, G.T.III	0.460	0.171	2.69	0.289

Specimen	Input Earthquake Accelerogram	$\Sigma E/E_{e0}$			
		Analysis (e)	Test (f)	(e)/(f)	$ (e) - (f) $
SC40-35-20	Higashi-Kobe	5.89	8.63	0.683	2.74
	JMA	28.8	37.6	0.766	8.80
	JR-Takatori	66.7	69.6	0.958	2.90
SC45-60-20	Higashi-Kobe	4.46	5.88	0.759	1.42
	JMA	11.7	12.7	0.921	1.00
	JR-Takatori	48.0	52.5	0.914	4.50
SC45-60-30[A]	Level2, G.T.I	9.08	12.6	0.721	3.52
SC45-60-30[B]	Level2, G.T.III	25.2	33.2	0.759	8.00

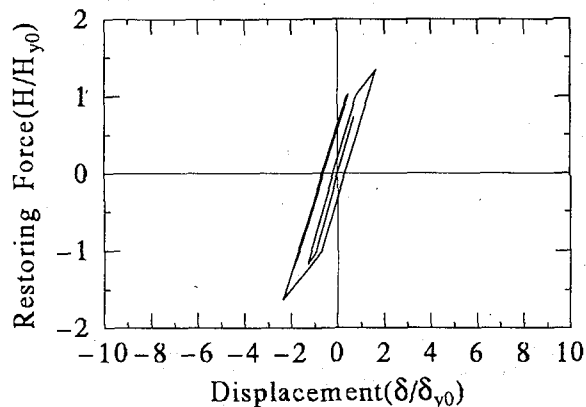
4. ハイブリッド地震応答実験結果との比較

コンクリート部分充填鋼製橋脚モデルを対象としたハイブリッド地震応答実験結果⁴⁾と本論文で提案した復元力モデルを用いた弾塑性地震応答解析結果と比較する。ハイブリッド地震応答実験におけるパラメータをTable 1に示し、最大応答変位、残留変位および累積吸収エネルギーを比較したものをTable 2に示す。表の記号は、 R_f =フランジの幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}$ =柱の細長比パラメータ、 P/P_y =軸力比、 h_c =コンクリート

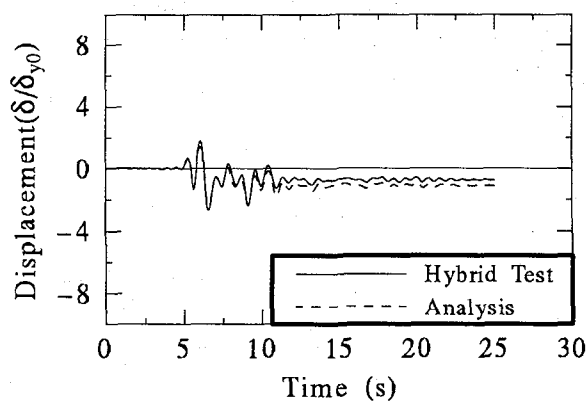
の充填高さ、 h =柱の高さ、 δ_{max} =最大応答変位、 δ_R =残留変位、 ΣE =累積吸収エネルギーであることを示す。また供試体の名前の意味は、最初の頭文字のSは補剛箱形断面を意味し、次の頭文字のCはコンクリートが部分充填されていることを意味する。次の2桁の数字は設計時のフランジの幅厚比パラメータ R_f の量を100倍したもの、その次の2桁の数字は、柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の量を100倍したもの、最後の2桁の数字は、コンクリートの充填率(%)を示し、最後にA,Bがある場合は同一の寸法とパラメータを有するが別の供試体



(a) Restoring Force - Hybrid Test

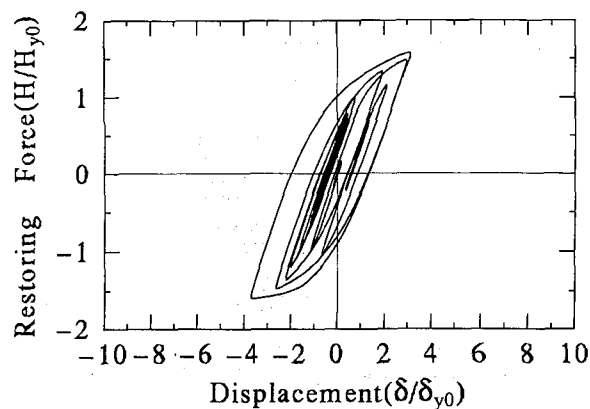


(b) Restoring Force - Analysis

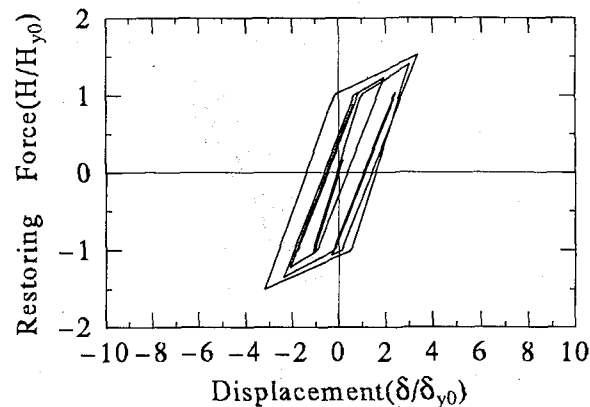


(c) Displacement - Time History

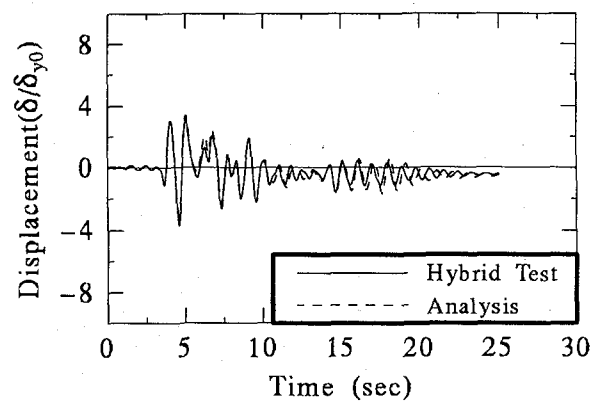
Fig. 6 Comparison of Hybrid Test and Analysis with Higashi-kobe Accelerogram, SC40-35-20



(a) Restoring Force - Hybrid Test



(b) Restoring force - Analysis



(c) Displacement - Time History

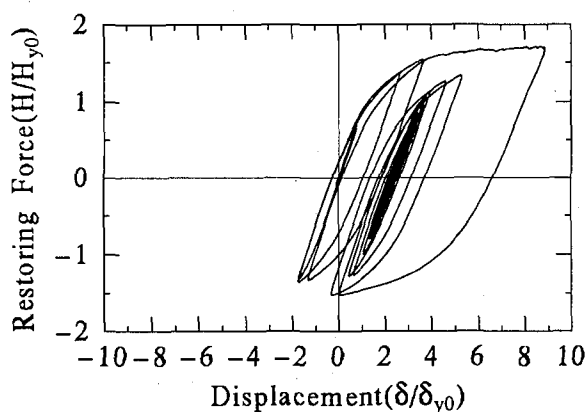
Fig. 7 Comparison of Hybrid Test and Analysis with JMA Accelerogram, SC40-35-20

であることを示している。 R_f , $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

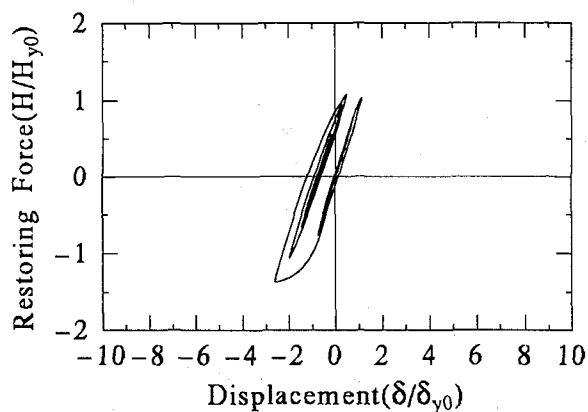
$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2 n^2}} \quad (9)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{K h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (10)$$

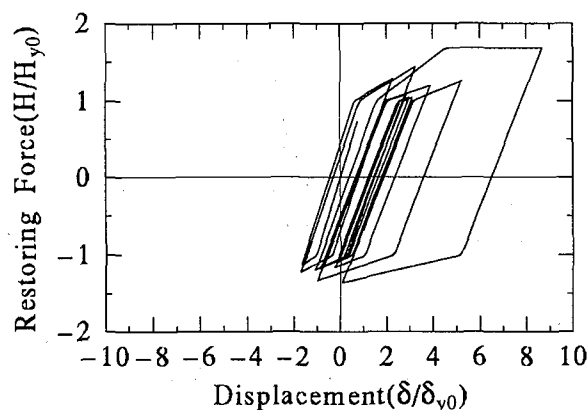
ここで、 b = フランジ板幅、 t = フランジ板厚、 σ_y = 降伏応力、 E = 鋼材の弾性係数、 ν = ポアソン比、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数、 K = 有効座屈長係数 (= 2.0)、 r = (フランジに平行な主軸に関する) 断面 2 次半径である。なお、SC40-35-20、SC45-60-20 のコンクリートの充填率は最適充填率であり、コンクリート充填部とコ



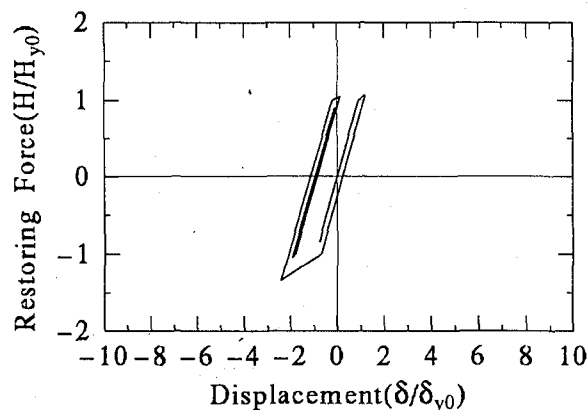
(a) Restoring Force - Hybrid Test



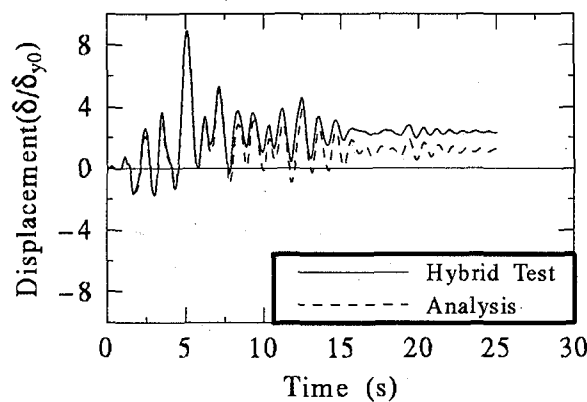
(a) Restoring Force - Hybrid Test



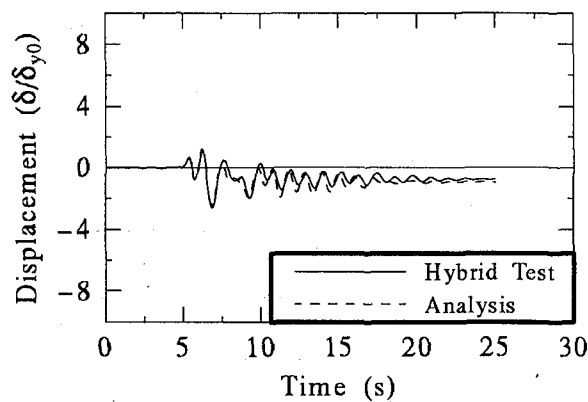
(b) Restoring Force - Analysis



(b) Restoring Force - Analysis



(c) Displacement - Time History



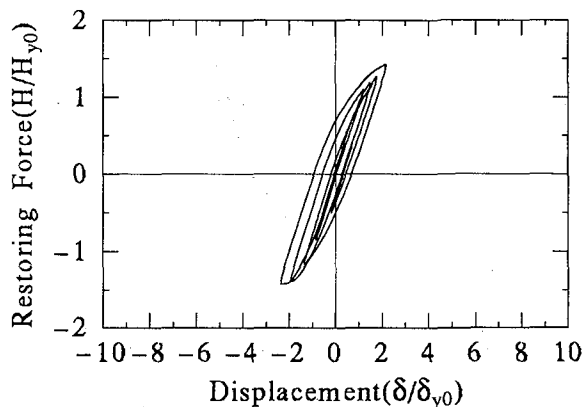
(c) Displacement - Time History

Fig. 8 Comparison of Hybrid Test and Analysis with JR-Takatori Accelerogram, SC40-35-20

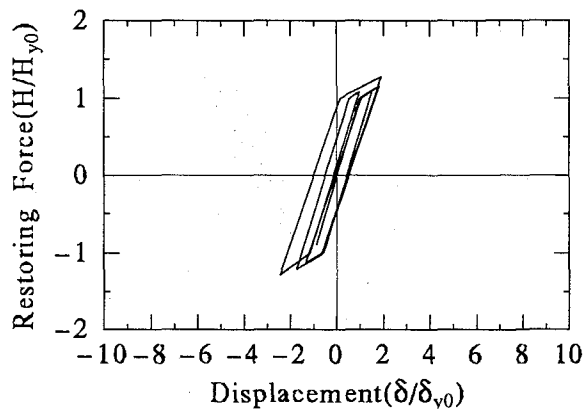
Fig. 9 Comparison of Hybrid Test and Analysis with Higashi-Kobe Accelerogram, SC45-60-20

ンクリート充填部真上の補剛板の部分が同時に破壊とみなされるひずみに達するように解析的に求めたもので詳細は文献⁹⁾を参照されたい。Table 2で同一の供試体に入力地震波が複数ある場合は、ハイブリッド地震応答実験において Higashi-Kobe, JMA, JR-Takatori の順に地震波を入力したことを意味している。これは、供試体が吸収するエネルギーが小さい順、すなわち実

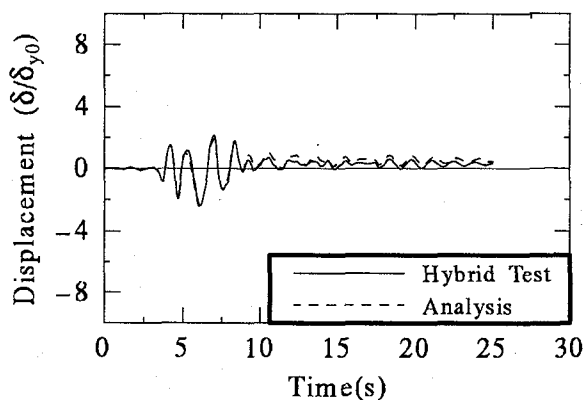
験終了後においても供試体の損傷が無視できるか、または小さく、次の地震波を入力する際に、以前の入力地震動の影響が少なく健全な状態となるような順で入力した。また弾塑性地震応答解析を行う際には、新しく地震波を入力することに累積吸収エネルギー ΣE を零から計算している。



(a) Restoring Force - Hybrid Test

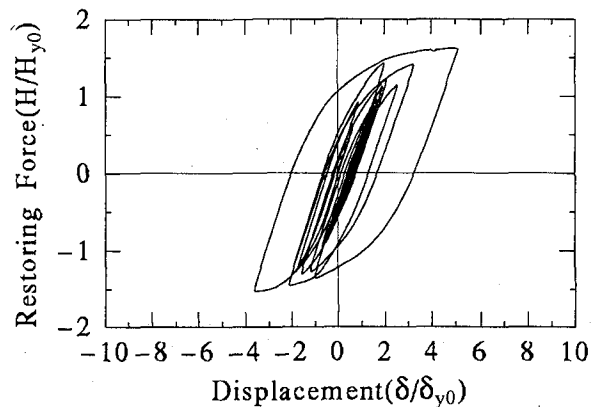


(b) Restoring Force - Analysis

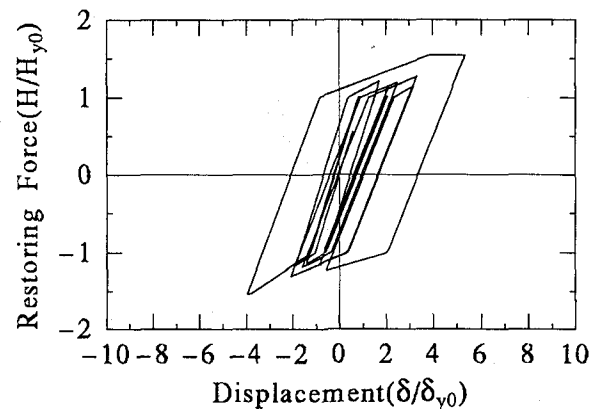


(c) Displacement - Time History

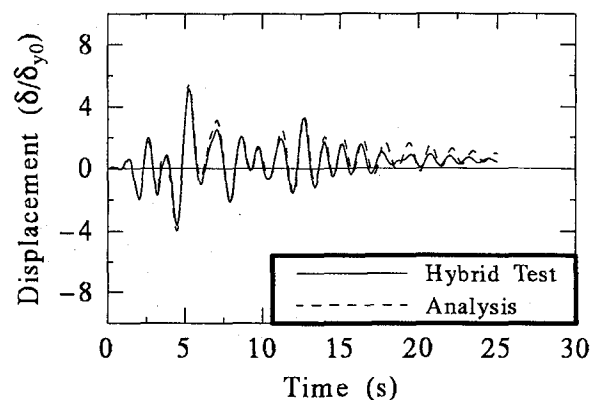
Fig. 10 Comparison of Hybrid test and Analysis with JMA Accelerogram, SC45-60-20



(a) Restoring Force - Hybrid Test



(b) Restoring Force - Analysis



(c) Displacement - Time History

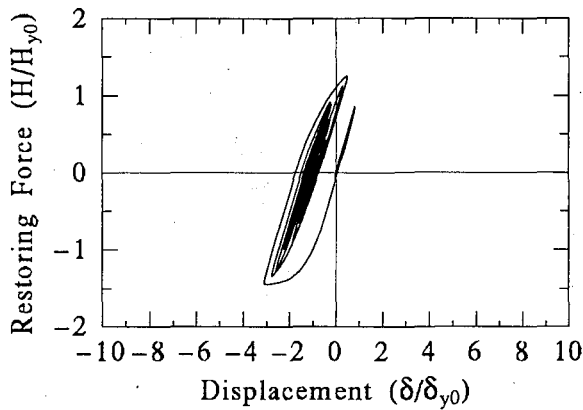
Fig. 11 Comparison of Hybrid Test and Analysis with JR-Takatori Accelerogram, SC45-60-20

Fig.6～Fig.11は、兵庫県南部地震に対するハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析の時刻歴および復元力を比較したものである。これらの図およびTable 2の結果から、以下のようなことが言える。

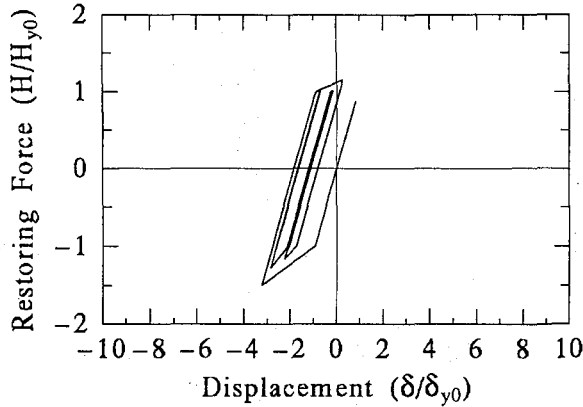
1. Fig.6,7,8の SC40-35-20 は、細長比パラメータが比較的小さな供試体 ($\bar{\lambda} \cong 0.35$) であるが、JMA,Higashi-Kobeを入力した場合に関しては、最

大変位、残留変位ともによく一致している。

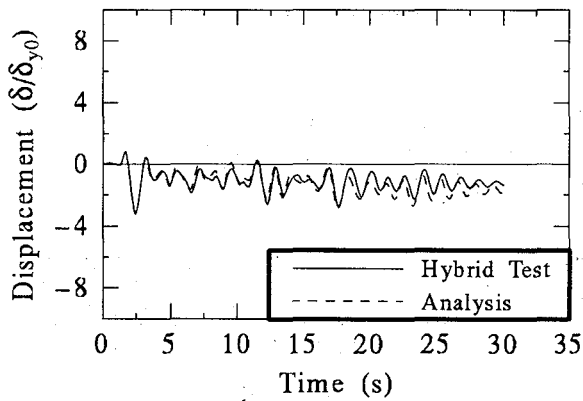
2. しかし JR-Takatori を入力したとき (Fig.8) は、最大変位が生じるまでの時刻歴応答はよく一致しているが、その後、徐々に実験結果と離れていき、最終的には実験結果と解析結果の間に δ_{y0} 近くの差が生じている。この理由については Appendix で考察する。ただし最大変位に関しては良く一致



(a) Restoring Force - Hybrid Test

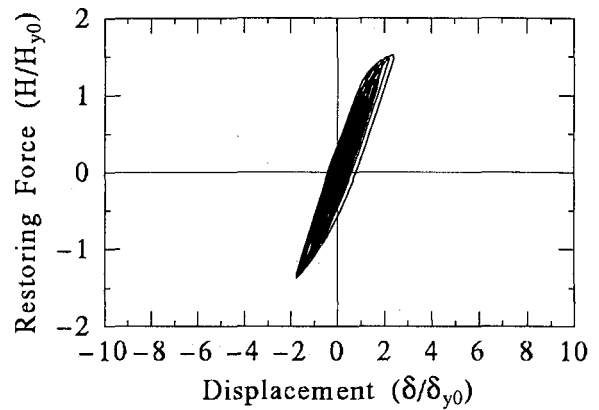


(b) Restoring Force - Analysis

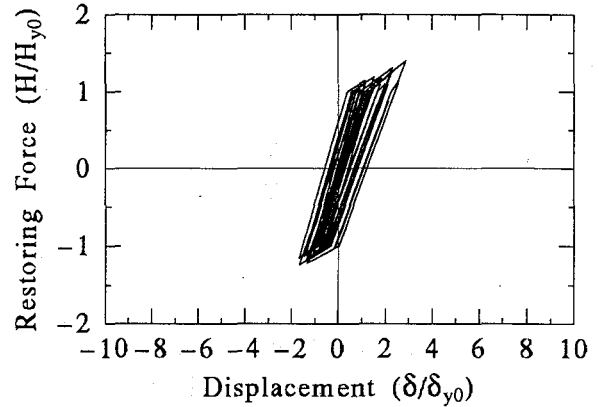


(c) Displacement - Time History

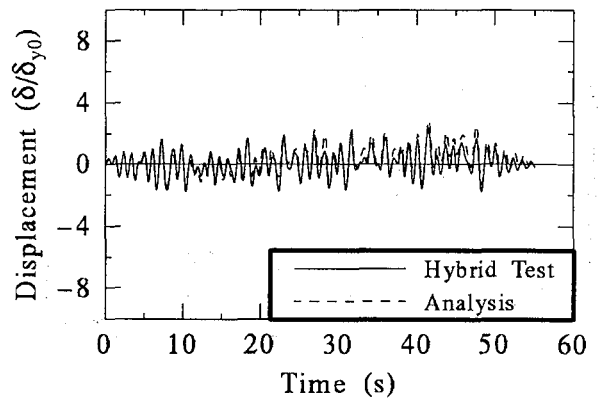
Fig. 12 Comparison of Hybrid Test and Analysis with Level2 Accelerogram of Ground Type I, SC45-60-30[A]



(a) Restoring Force - Hybrid Test



(b) Restoring Force - Analysis



(c) Displacement - Time History

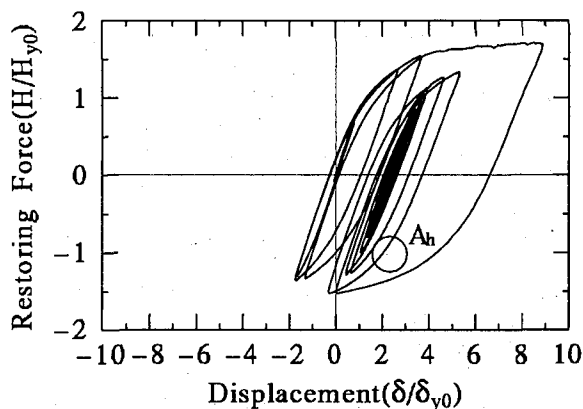
Fig. 13 Comparison of Hybrid Test and Analysis with Level2 Accelerogram of Ground Type III, SC45-60-30[B]

している。

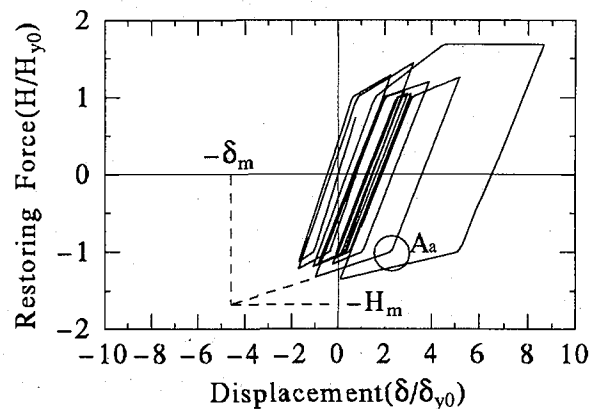
- Fig.9,10,11の SC45-60-20 は、細長比パラメータが比較的大きな供試体 ($\bar{\lambda} \cong 0.60$) であるが、JMA, JR-Takatori, Higashi-Kobe を入力した場合のすべてにおいて最大変位、残留変位ともにハイブリッド実験結果と応答解析結果は、よく一致している。

Fig.12および Fig.13は、SC45-60-30 の供試体に Level2, G.T.I および G.T.III を入力した場合の結果を示したものである。これらの図および Table 2の結果から以下のようなことが言える。

- Level2, G.T.I を入力した場合は、最大変位、残留変位についてハイブリッド実験結果と応答解析結果は、よく一致している。この供試体は、コンク



(a) Restoring Force - Hybrid Test



(b) Restoring Force - Analysis

Fig. A Comparison of Hybrid Test and Analysis with JR-Takatori Accelerogram, SC40-35-20

リートの充填率が最適充填率よりやや高いが、レベル2地震波の繰り返し載荷変位では、弾性範囲内の繰り返しが多く、変位も大きく生じないことから本モデルの応答解析結果は、ハイブリッド実験結果とよく一致した。

- Level2, G.T.III を入力した場合の応答解析結果 (Fig.13) および Table 2はハイブリッド実験結果と最大変位は一致しているが、残留変位の大きさの比が2.5倍近くになっている。これはコンクリートの充填率が最適充填率に比べてやや高いため硬化域剛性 k_1 が大きくなったことが原因であると考えられる。しかし他の供試体にも言えることであるが、残留変位が小さな場合は、実験値と解析値の差の絶対量が小さくても、比は大きくなり残留変位の大きさの比まで1.00に近づけることはできなかった。
- Table 2から分かるように、全供試体において弾塑性地震応答解析の累積吸収エネルギーはハイブリッド地震応答実験結果より小さな量となっている。これは復元力モデルを直線モデル化しているため復元力の微妙な曲線的な変化を表現しきれていないところが理由であると考えられる。

5. 結論

本論文では、静的実験、準静的繰り返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験結果から復元力特性について考察し、新たにコンクリート部分充填鋼製橋脚用の復元力モデルを提案した。また提案したモデルの妥当性を検証するために建設省土木研究所の地震時保有水平耐力照査法レベル2地震波および兵庫県南部地震で観測された地震波を用いて弾塑性地震応答解析を行い、ハイブリッド地震応答実験結果と比較検討した。

本論文の結論をまとめると以下ようになる。

- コンクリートを充填しない鋼製橋脚用に著者らが提案した2パラメータモデルを基本として、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚用の復元力モデルを構築した。ただし、コンクリートを適切に充填した場合、兵庫県南部地震の地震波を用いてハイブリッド地震応答実験をしても、明瞭な劣化剛性域が現れなかったことから、スケルトンカーブを劣化剛性域のないトリリニア型 (Fig.1) とした。
- 兵庫県南部地震で観測された地震波を入力した場合、細長比パラメータが大きな供試体は、最大変位、残留変位ともに応答解析結果はハイブリッド地震応答実験結果とよく一致したが、細長比パラメータが比較的小さい場合において、JR-Takatoriを入力した場合、残留変位の差が δ_{y0} 近く生じた場合もあった。ただし最大変位に関しては、よく一致した。
- 残留変位が小さい場合はハイブリッド地震応答実験結果と応答解析結果の差はあまり大きくないものの、一致させることは難しい。
- 本復元力モデルは、復元力を直線で近似しているため累積吸収エネルギーの応答解析結果は、ハイブリッド地震応答実験結果より一般に小さくなる。
- 今後の研究課題としては、上記2~4で述べた点の改善にある。

なお、本論文で述べた復元力特性は劣化域が存在しないと仮定しているため、応答解析結果が劣化域開始の変位を超えないという前提条件を設ける必要がある。劣化域開始の変位は、例えば、文献⁹⁾の計算方法によって求められた終局変位 δ_u を採れば良い。

Appendix 1 残留変位の実験値と解析値で差が生じた理由

Fig.Aは前述の Fig.8の再録であるが Fig.A(b) から分かるように前述した復元力特性で解析した場合、負の変位が、まだ $-\delta_m$ に達していないことから A_a 点 ($H = -H_{y0}$) から、 $(-\delta_m, -H_m)$ を目指しスケルトンカーブ上を移動する。しかしハイブリッド実験結果の Fig.A(a) をみると A_h 点 ($H = -H_{y0}$) から $(-\delta_m, -H_m)$ を目指さずに勾配は解析値に比べかなり大きくなっている。これは Fig.8(c) の実験値から得られた時刻歴応答をみると復元力カーブが負の方向へは $-2\delta_{y0}$ 程度しか変位が生じていないが、その後 正の方向へは $9\delta_{y0}$ 程度の大きな変位が生じているため負の方向に変位が戻るとき $(-\delta_m, -H_m)$ を目指すほど剛性が低下しない。そのため応答解析結果はハイブリッド実験結果と残留変位の差が生じたと考えられる。これらの点については、今後さらに実験結果を収集し、解析モデルの改善を進めてゆく必要があるだろう。

参考文献

- 1) 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返し弾塑性挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105-117, 1992.3
- 2) 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断塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.249-262, 1993.3
- 3) 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, 1994.3
- 4) 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
- 5) 寺田昌弘: 強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1993.
- 6) 鈴木森晶, 宇佐美勉: 繰返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.115-125, 1995.7
- 7) 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
- 8) 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, No.525/I-33, pp.55-67, 1995.10
- 9) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Irag.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.508/I-34, pp.1-14, 1995.10
- 10) Paz, M.: Structural Dynamics (2nd.ed.), Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold, 1990.
- 11) Nakamura, Y.: "Waveform and its Analysis of the the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake", JR Earthquake Information No.23c, Feb.1995, Railway Technical Research Institute

(1996 年 9 月 6 日 受付)