

# プレストレスを導入した 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性状

睦好 宏史<sup>1</sup>・Wael A. ZATAR<sup>2</sup>・牧 剛史<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255)

<sup>2</sup>Member of JSCE, Dr. Eng., Post Doctoral Fellow in Saitama University

<sup>3</sup>正会員 工修 埼玉大学助手 工学部建設工学科

鉄筋コンクリート橋脚の地震後の残留変位を制御する手法を確立するために、プレストレスを導入したRC橋脚の模型供試体を作製し、正負交番載荷実験、仮動的実験、地震応答解析を行い、その基本的耐震性状を明らかにするとともに、復元力モデルを提案した。また、非線形残留変位応答スペクトルを求め、プレストレス導入率が残留変位に及ぼす影響を定量的に明確にした。プレストレスをRC橋脚に適切に導入することによって、地震後に要求される残留変位を制御できることが明らかとなった。

**Key Words :** *partially prestressed concrete pier, seismic behavior, residual displacement, restoring force model, pseudo-dynamic test*

## 1. はじめに

1995年に起きた兵庫県南部地震により、多くのRC橋脚に被害が生じた。被害を受けた橋脚は、崩壊したもの、地震後の供用性能を満たすことができないと判断されて取り壊されたもの、復旧工事により再び供用されたものに分けられる。この場合、被災したRC橋脚を復旧できるかどうかを判断した指標の一つに地震後の残留変位があげられる。即ち、橋脚の残留変位が橋脚高さの1/60程度、または15cm程度生じた場合には、残留変位を強制的に修復することは困難であり、場合によっては、支承部の嵩上げが必要になる等のために橋脚の取り替えが必要とした事例が報告されている。このことから、道路橋示方書では、RC橋脚の許容残留変位を橋脚高さの1/100と定めている<sup>1)</sup>、また、コンクリート標準示方書では、地震後に要求される構造物の耐震性能を表す指標として地震後の残留変位が明記されている<sup>2)</sup>。このように、昨今のRC構造物の耐震設計法は、地震後の耐震性能(要求性能)に基づく手法が一般になりつつあり、耐震性能のひとつである地震後の残留変位を如何に制御するかが大きな課題である。

残留変位を制御する方法の一つにプレストレスを断面に導入する手法が考えられる。プレストレストコンクリート(以下PC)部材の復元力特性は、一般に通常のRC

部材と比べて、1)塑性域に入ってから除荷した場合、原点を指向し、残留変位は小さくなる、2)エネルギー吸収能は小さい、3)PC鋼材にはプレストレスが導入されているため、座屈が生じにくい等があげられる。RC橋脚にプレストレスを導入した場合、プレストレス量や鉄筋比等を適切にコントロールすれば、残留変位の低減が可能となり、RC橋脚の耐震性能を向上させることができる。このような試みは池田等<sup>3)4)</sup>、著者等<sup>5)6)</sup>によってこれまでにいくつか報告されている。これらによれば、プレストレスを導入したRC橋脚(以下PRC橋脚)は残留変位を通常のRCに比べて小さくすることができ、耐震性能は向上することが報告されている。しかし、このようなPRC橋脚の復元力のモデル化及びこれを用いた地震応答解析による検討は十分に行われていない。また、残留変位の定性的・定量的検討も明らかにされていない。本研究では、PRC橋脚の模型供試体を作製し、正負交番載荷実験、仮動的載荷実験を行い、PRC橋脚の基本的力学的特性を明らかにするとともに、PRC橋脚の復元力モデルの提案を行い、モデルの妥当性を検証した。さらに、実地震波を用いた非線形残留変位応答スペクトルを求め、残留変位を制御するための耐震設計手法について検討した。

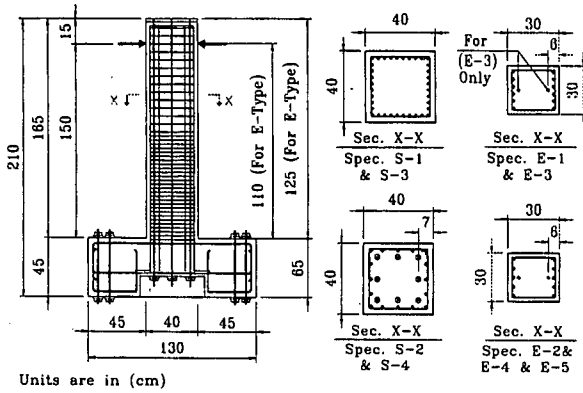


Fig. 1 Dimensions of PRC piers.

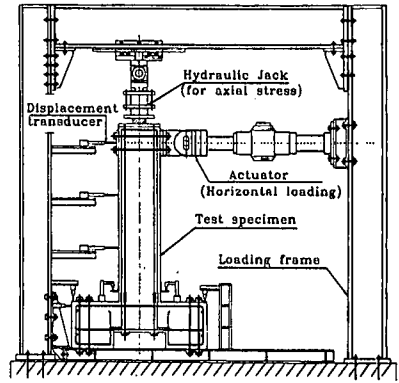


Fig. 2 Loading setup.

Table 1 Experimental variables.

Series	Spec.	Variables of PRC Pier Specimens										Flexural Capacity $Pf_{cat}$	Shear Capacity $P_{s cat}$	$P_{s cat}/Pf_{cat}$	Disp. Ductility Factor <sup>2)</sup> (Test Results)	Test Type <sup>3)</sup>	
		Mech. Prestress Ratio ( $\lambda$ )	Cross Sec.		Reinforcing Bars & PC Tendons in Cross Section				Shear Reinforcement		Normal Stress (MPa)						
		Dim.	$a/d$	Rein.	%	PC	%	Ties	$P_w$	Axial	PC	(kN)	(kN)				
S	S-1	0.00	40*40	4.05	32D13	2.65	x	x	D6@3cm	0.47	1.0	0.0	205	327	1.59	8.5	Cyclic
	S-2	0.64	40*40	4.05	16D10	0.79	8 SWPR7B $\phi$ 12.7	0.63	D6@3cm	0.47	1.0	4.0	182	315	1.73	7.1	Cyclic
	S-3	0.00	40*40	4.05	32D13	2.65	x	x	D6@3cm	0.47	1.0	0.0	205	327	1.59	10.5	PSD
	S-4	0.64	40*40	4.05	16D10	0.79	8 SWPR7B $\phi$ 12.7	0.63	D6@3cm	0.47	1.0	4.0	182	315	1.73	6.6	PSD
E	E-1	0.00	30*30	4.20	12D16	2.68	x	x	D6@7cm	0.27	1.0	0.0	116	137	1.18	6.6	Cyclic
	E-2	0.25	30*30	4.20	10D16	2.22	2 SBPR $\phi$ 13	0.30	D6@7cm	0.27	1.0	1.5	133	142	1.07	6.0	Cyclic
	E-3	0.21	30*30	4.20	12D16	2.68	2 SBPR $\phi$ 13	0.30	D6@5.5cm	0.34	1.0	1.5	143	163	1.14	6.1	Cyclic
	E-4	0.37	30*30	4.20	10D16	2.22	2 SBPR $\phi$ 17	0.50	D6@5.5cm	0.34	1.0	3.0	150	166	1.11	5.3	Cyclic
	E-5	0.25	30*30	4.20	10D16	2.22	2 SBPR $\phi$ 13	0.30	D6@7cm	0.27	1.0	1.5	133	142	1.07	7.4	PSD

1)  $P_w = A_s / b \cdot s$

where  $A_s$  : area of shear reinforcement,  $b$  : width of cross section and  $s$  : spacing between shear reinforcement.

2) ultimate displacement / yielding displacement,

in which, ultimate displacement : displacement when load reaches 80% of maximum load carrying capacity.  
yielding displacement : as shown in Ref <sup>10)</sup>.

3) Cyclic : reversed cyclic loading test, PSD : pseudo-dynamic test

## 2. 実験概要

### (1) 供試体の概要

実験に用いた供試体は独立柱式橋脚を模したもので、SシリーズとEシリーズから成る (Fig.1)。Table 1 に実験要因を、Table 2 に使用した材料の機械的性質を示す。ここで、PRC 供試体に用いた PC 鋼材の寄与率を定量的に表す指標を提案する。Inoue 等 <sup>11)</sup> は PRC 部材における PC 鋼材の寄与率を以下のような式で表している。

$$\lambda = \frac{A_p f_{py}}{A_p f_{py} + A_s f_{sy}} \quad (1)$$

Table 2 Mechanical properties of materials.

Material	Type	Yield Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)	Young's Modulus (GPa)
Reinforcing Bars	SD295 D3	249	401	192
	SD345 D6	387	566	206
	SD345 D10	401	565	206
	SD345 D13	391	567	206
	SD345 D16	403	597	202
PC Tendons	SWPR7B $\phi$ 12.7	1753	1935	191
	SBPR $\phi$ 13	1349	1432	198
	SBPR $\phi$ 17	1197	1281	203

ここに、

$A_s, A_p$  : 軸方向鉄筋, PC鋼材の断面積  
 $f_{sy}, f_{py}$  : 軸方向鉄筋, PC鋼材の降伏強度

本実験で用いた供試体には側方鉄筋が配置されており、これらが復元力性状に影響を及ぼすことから、上式を以下のように修正したものをプレストレス導入率( $\lambda$ )と定義することにする。

$$\lambda = \frac{\sum(A_{ps} \cdot f_p)}{\sum A_s \cdot f_s + \sum A_{ps} \cdot f_p} \quad (2)$$

ここに、

$A_s$  : 引張力を負担する軸方向鉄筋の断面積,  
 $A_{ps}$  : 引張力を受け持つPC鋼材の断面積,  
 $f_s$  : 各軸方向鉄筋の引張応力,  
 $f_p$  : 各PC鋼材の引張応力

式(2)における  $A_s, A_{ps}, f_s, f_p$  は、断面におけるコンクリートの圧縮縁ひずみが0.0035に達した時(一般的な曲げ終局時)、引張力が生じている鋼材の断面積 ( $A_s, A_{ps}$ ) 及び各々の鋼材に生じている引張応力 ( $f_s, f_p$ ) を表している。引張力を受け持つ鋼材にのみ着目したのは、PRC橋脚の復元力性状は主に引張鋼材の力学的特性に大きく左右されるからである。ここで定義した $\lambda$ は後に述べる復元力のモデル化に重要な指標となる。

Sシリーズの供試体の断面寸法は40×40 cm, a/d(せん断支間比)が5.4である。S-1とS-3は同一要因から成る比較用RC供試体で、S-2とS-4は同一のPRC供試体である。S-2とS-4には、軸方向鉄筋の一部がPC鋼材に置き換えられ、断面に4.0MPaのプレストレスが導入されている。Sシリーズでは各供試体の曲げ耐力がほぼ等しくなるように鋼材を配置し、曲げ耐力に対するせん断耐力の比を1.6程度とし、曲げ降伏破壊を想定するとともに、PRC供試体では残留変位を出来るだけ小さくすることを目的とした。これらのことを勘案して、S-1, S-3は $\lambda=0.0$ , S-2, S-4では $\lambda=0.64$ とした。さらに、PC鋼材の付着の有無がPRC橋脚の力学的性状に及ぼす影響を明らかにするために、Sシリーズは付着無し(アンボンド)で、Eシリーズでは付着有り(ボンド)で製作された。実構造物においても、アンボンドPRC橋脚は適用可能であると考えられる。

Eシリーズ供試体の断面寸法は30 x 30 cm, a/dが4.2で、E-1は比較用RC供試体、E-2~E-5はPRC供試体である。E-2とE-3は同じ大きさのプレストレス量を導入し、軸方向鉄筋比を変化させている。E-4はE-2と同じ軸方向鉄筋比を有し、プレストレス量が2倍となってい

Table 3 Experimental variables used for pseudo-dynamic tests.

Specimen	Mass (t)	Initial Stiffness (MN/m)	Input Acceleration (gal)	Time Scale
S-3	37.8	16.6	563	1.00
S-4	36.7	16.1	474	1.00
E-5	18	13.8	1227	0.50

る。EシリーズではSシリーズと異なり、曲げ耐力に対するせん断耐力比が1.2程度と小さくなるように設計しており、曲げ降伏後せん断破壊が生じることを想定したもので、プレストレス導入によるせん断破壊抑止効果についても検討することを目的としている。これらを考慮して、 $\lambda$ はE-1( $\lambda=0.0$ ), E-2( $\lambda=0.25$ ), E-3( $\lambda=0.21$ ), E-4( $\lambda=0.37$ ), E-5( $\lambda=0.25$ )とした。PRC供試体の製作はいずれもポストテンション方式で、コンクリート打設後、コンクリートが所要の強度に達した後PC鋼材が配置され、プレストレスが導入された。コンクリートの設計圧縮強度は30MPaである。

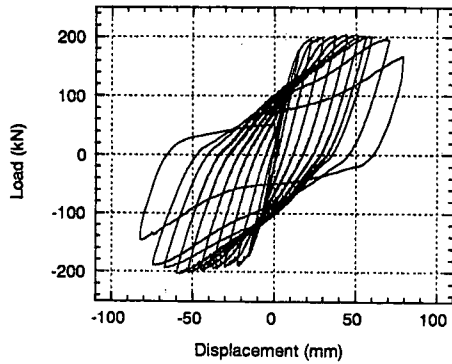
## (2) 実験方法

### a) 静的正負交番載荷実験

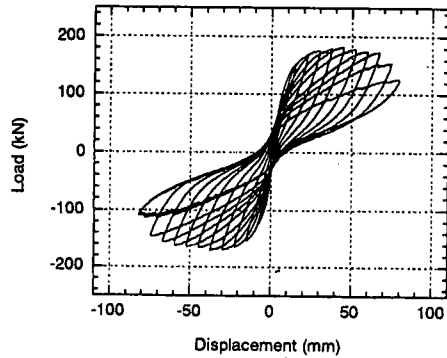
供試体S-1~2, E-1~4については静的正負交番載荷実験を行った。実験は変位制御で行い、1サイクルの最大変位が供試体の回転角(載荷点変位/載荷点から柱基部までの長さ)で1/200となるように設定した。各サイクルの繰り返し回数は1回である。また、全供試体に1.0MPaの軸応力を載荷している。この場合、変位量の大小に関わらず軸応力が常に一定となるように載荷ジャッキを制御して水平載荷を行った。Fig.2に載荷状況を示す。

### b) 地震波入力による仮動的実験

供試体S-3, S-4, E-5は地震波入力による仮動的(コンピュータオンライン)実験を行った。入力した波形は兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測された加速度波形のNS成分を用いた。入力加速度波形は、供試体の最大応答塑性率がほぼ同じになるように加速度振幅と時間軸を決定した。Table 3に入力波形の諸数値を示す。仮動的実験を行うに当たって、コンピュータで行われる応答解析の数値積分法として、Operator-splitting(OS) method<sup>12)</sup>を用いた。本手法は従来の中央差分法に比べて積分条件が大幅に緩和されること、また、Newmarkの $\beta$ 法のように収束計算をすることなく、陽的に応答を求めることができる等の利点がある。なお、本実験に用いた時間刻み( $\Delta T$ )は0.0025秒である。



a) Specimen S-1 (RC,  $\lambda = 0.0$ ).



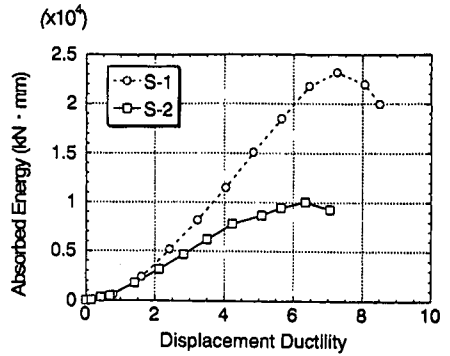
b) Specimen S-2 (PRC,  $\lambda = 0.64$ ).

Fig. 3 Load-displacement curves (S-1 and S-2).

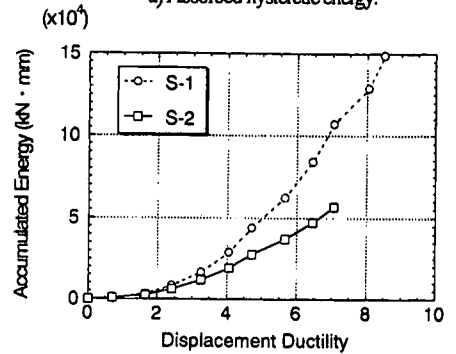
### 3. 実験結果

#### (1) 静的正負交番荷重実験

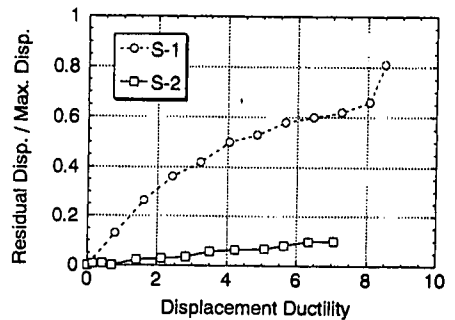
Fig.3 に S シリーズの静的正負繰り返し実験から得られた荷重-変位曲線を示す。S シリーズではすべての供試体において、軸方向鉄筋及び PC 鋼材の降伏後、コンクリートが圧壊する曲げ破壊が生じた。S-2 (PRC 供試体:  $\lambda = 0.64$ ) は S-1 (RC 供試体:  $\lambda = 0$ ) に比べて、エネルギー吸収能が小さいことが分かる。また、履歴特性は既に知られているように原点指向型となり、この結果、変位が大変形領域に至った場合においても除荷されれば残留変位は S-1 に比べて非常に小さくなる。なお、ここで述べる残留変位とは、各サイクルにおいて荷重を 0 に戻した時に残留する変位である。変形能について比較してみると、両者ともに大きな塑性変形能を有しており、絶対変形量で比較してみるとほぼ同じ程度であると言える。Fig.4 は S-1 と S-2 について、各変位サイクルのエネルギー吸収量、累積エネルギー吸収量、各変位サイクルの残留変位と等価減衰定数を示したものである。図から明らかなように、S-2 は S-1 に比べて、各変位段階におけるエネルギー吸収能は極めて小さいことが分かる。これにより、累積エネルギー吸収量及び各変位段階における等価減衰定数も小さくなっている。



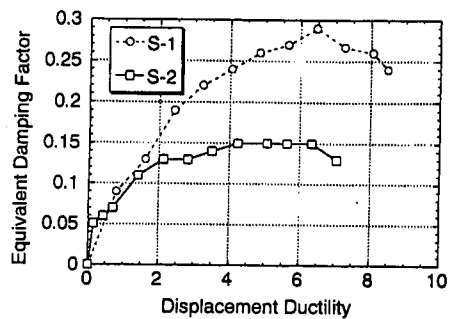
a) Absorbed hysteretic energy.



b) Accumulated absorbed hysteretic energy.

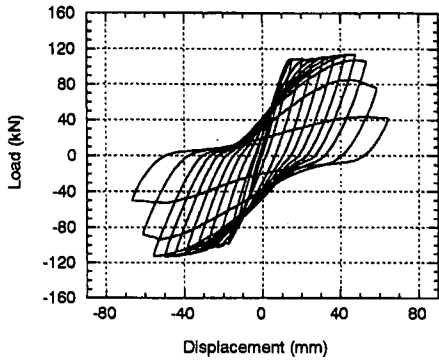


c) Residual displacements.

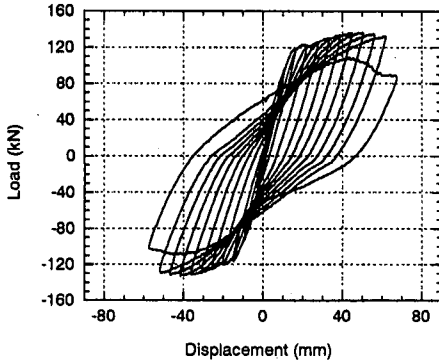


d) Equivalent damping factor.

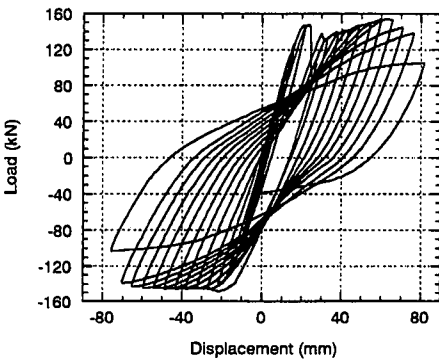
Fig. 4 Characteristics of S-1 and S-2 specimens.



a) Specimen E-1 (RC,  $\lambda = 0.0$ ).



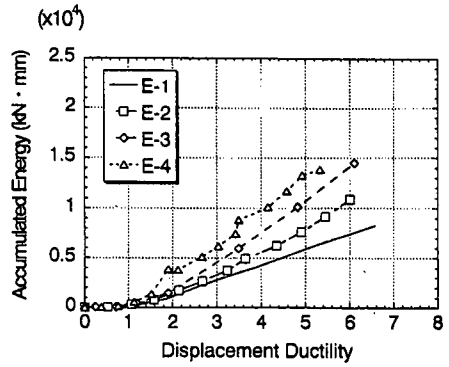
b) Specimen E-2 (PRC,  $\lambda = 0.25$ ).



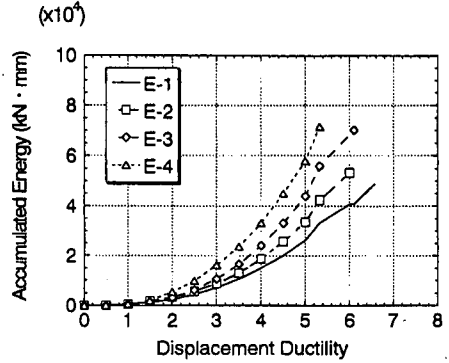
c) Specimen E-4 (PRC,  $\lambda = 0.37$ ).

Fig. 5 Load-displacement curves (E-1, E-2 and E-4).

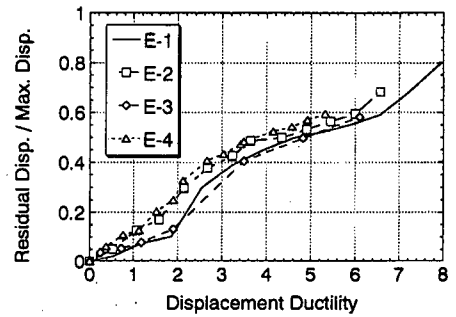
Fig.5 に E シリーズの正負繰返し载荷実験から得られた荷重-変位曲線を示す。E シリーズはせん断余裕度(曲げ耐力に対するせん断耐力の比)を S シリーズよりも小さくしたものである。プレストレスが導入されていない E-1 は軸方向鉄筋降伏後、斜めひび割れが進展しせん断破壊が生じた。E-2~4 も軸方向鉄筋降伏後、斜めひび割れが生じたが、プレストレスによって斜めひび割れは進展せず、終局破壊形式はコンクリートの圧壊であった。図から明らかなように、プレストレスを導入した E-2, E-3 は E-1 に比較して終局時における耐力の低下割合は小さくなること分かる。また、プレストレスの導入効



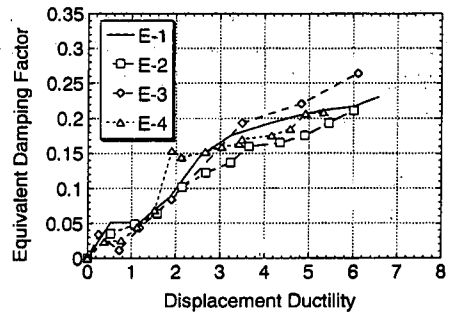
a) Absorbed hysteretic energy



b) Accumulated absorbed hysteretic energy

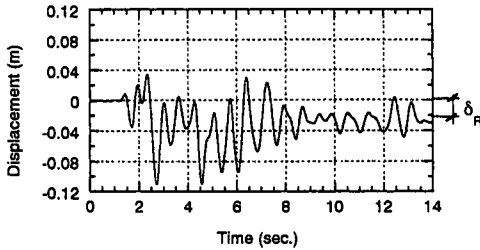


c) Residual displacements

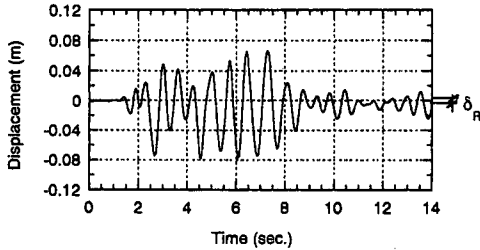


d) Equivalent damping factor

Fig. 6 Characteristics of hysteretic curves (E-series).



a) Specimen S-3 (RC,  $\lambda=0.0$ ).



b) Specimen S-4 (PRC,  $\lambda=0.64$ ).

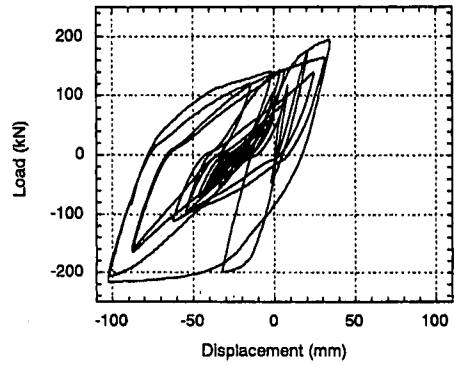
Fig. 7 Time histories of displacement obtained from pseudo-dynamic tests (S-3 and S-4).

果により、ひび割れの数が少なくなると共に、除荷した場合ひび割れが閉じることが確認された。E シリーズでは S シリーズよりも置換した PC 鋼材量が小さいため、プレストレス導入率 ( $\lambda$ ) も小さくなり、履歴曲線の形状は RC 供試体とあまり変わらない。Fig.6 は E-1~4 について、各変位サイクルのエネルギー吸収量、累積エネルギー吸収量、各変位サイクルの残留変位と等価減衰定数を示したものである。S シリーズではプレストレスの導入により、大きな性状の違いが見られたが、E シリーズでは、各変位サイクルのエネルギー吸収量および累積エネルギー吸収量の絶対量は E-1 が小さく、E-2 から E-4 の順に大きくなった。一方、各変位サイクルの残留変位と等価減衰定数は E-1~4 でほとんど変わらない結果となった。

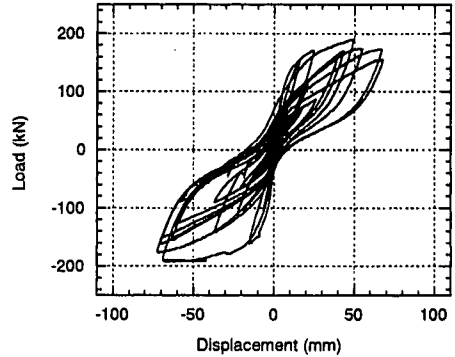
PRC 橋脚の基礎的耐震性状について、曲げ降伏破壊する場合 (S シリーズ) と曲げ降伏後せん断破壊する場合 (E シリーズ) について比較検討した。その結果、荷重-変位性状はプレストレス導入率と導入プレストレス量により異なることが明らかとなった。

## (2) 仮動的実験

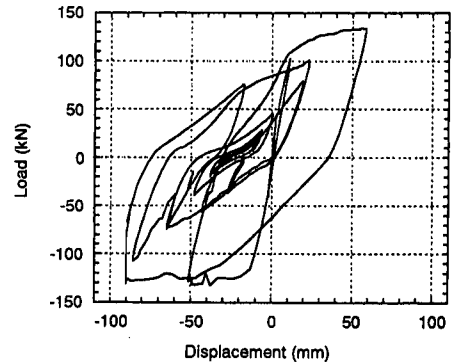
Fig.7 及び Fig.8 は供試体 S-3 (RC,  $\lambda=0.0$ ) と S-4 (PRC,  $\lambda=0.64$ ) について、仮動的実験から得られた復元力の履歴曲線と時刻歴を示したものである。S-3 の最大応答塑性率は 8 程度で、片側に変位が寄っていくのが分かる。また、地震後の残留変位は 2.2cm (回転角で約 1/70) となり、実構造物の場合には復旧は困難であることが予想



a) Specimen S-3 (RC,  $\lambda=0.0$ ).



b) Specimen S-4 (PRC,  $\lambda=0.64$ ).



c) Specimen E-5 (PRC,  $\lambda=0.25$ ).

Fig. 8 Hysteretic curves obtained from pseudo-dynamic tests.

される。一方、S-4 はほぼ左右対称に応答しており、最大応答塑性率は 8 程度である。S-4 の地震後の残留変位は 0.7cm (回転角で 1/200) であり、プレストレスによる残留変位抑制効果が顕著に現れている。

## 4. PRC 橋脚の復元力のモデル化

### (1) 復元力モデル

PRC 橋脚の地震応答性状を精度よく求めるためには、精度よい復元力-変位関係を求める必要がある。復元力-変位関係は、1) 材料の応力-ひずみレベルから、ファ

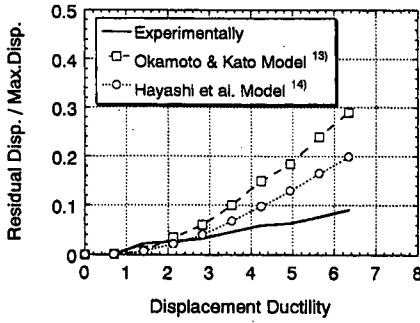


Fig. 9 Comparison of residual displacement between current restoring force models and tests for specimen S-2 (PRC,  $\lambda=0.64$ ).

イバーモデルや FEM 等により求める方法、2) 復元力モデルを作製する方法が一般的である。ここでは、精度及び簡便さから復元力モデルによる方法を用いることにする。PRC 部材の復元力モデルはこれまで主に建築分野で提案されてきている<sup>13,14</sup>。これらのモデルを本実験結果に適用した結果、履歴性状は本実験結果と比較的よく一致するが、本研究の重要な要因である残留変位については、精度よく求めることができないことが明らかとなった (Fig.9)。このため、新たに PRC 橋脚に適用するための復元力モデルを提案することにする。

Fig.10(a)は PRC 橋脚用に提案した復元力モデルの概略図を示したものである。RC と PC 部材の復元力特性における主な違いは、履歴曲線の膨らみ、即ち除荷剛性が挙げられる。PC 部材の場合は、除荷曲線に変曲点 ( $T_p$ ) があり、この変曲点から原点を指向する傾向にある。この程度は、PC 鋼材量すなわちプレストレス導入率 ( $\lambda$ ) に依存している。このようなことから、復元力モデルは通常の RC の剛性劣化型復元力モデルに PC の特性を取り入れたものである。即ち、基本的な履歴ルールは Takeda Model<sup>15</sup> に基づいており、除荷剛性については、2つの傾きで表現される。折り返し点後の除荷剛性 ( $K_{r1}$ ) は Takeda Model で表され、さらに、荷重が  $Q$  低下した点 ( $T_p$ ) から第 2 除荷剛性 ( $K_{r2}$ ) へと変化する。  $Q$  及び  $K_{r2}$  は  $\lambda$  の大きさによって変化する。以下に除荷剛性を表す式を示す。

$$Q = Q_{\max} (1 - \lambda) \quad (3)$$

$$K_{r1} = \frac{Q_c + Q_y}{D_c + D_y} \left| \frac{1}{\mu} \right|^\alpha \quad (4)$$

$$K_{r2} = \frac{Q_c + Q_y}{D_c + D_y} \left| \frac{1}{\mu} \right|^\beta \quad (5)$$

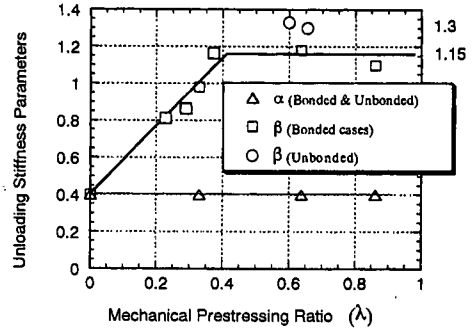
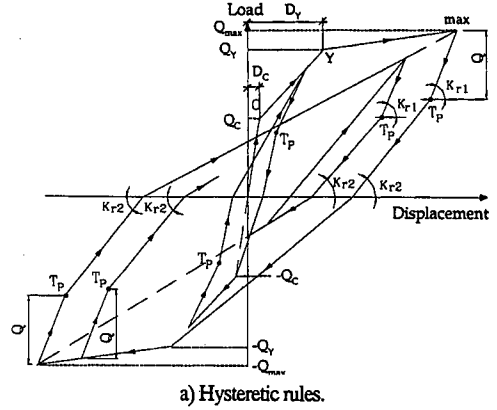


Fig. 10 Proposed restoring force model.

$$\mu = \frac{D_{\max}}{D_y} \quad (6)$$

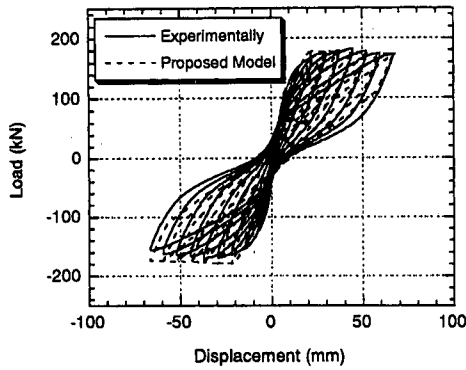
ここに、 $Q_{\max}$  : 最大耐力、  
 $K_{r1}$  : 第 1 除荷剛性、  
 $K_{r2}$  : 第 2 除荷剛性、  
 $D$  : 変位、 $Q$  : 荷重、  
 添字  $c, y, \max$  は各々クラック点、  
 降伏点、最大点を示す。

$\alpha$  と  $\beta$  の値は、本実験結果及び他の実験結果<sup>9,10</sup>を参照して以下のように決定した。

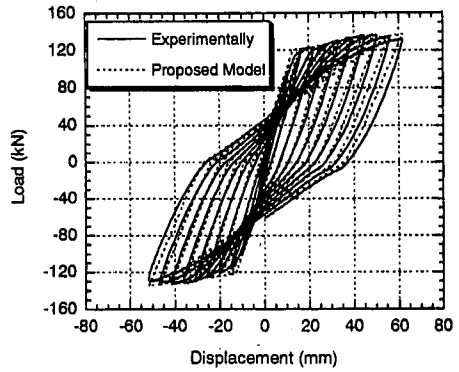
$$\alpha = 0.40 \quad (\text{ボンドおよびアンボンド}) \quad (7)$$

$$\beta = \begin{cases} 1.875 \times \lambda + 0.40 & (0 \leq \lambda \leq 0.40) \\ 1.15 & (0.40 \leq \lambda) \end{cases} \quad (\text{ボンド}) \quad (8)$$

なお、アンボンドの  $\beta$  の値は、実験データが少ないため、ここでは  $\beta=1.3$  とした。上式から明らかのように、RC 部材の場合は  $\lambda=0$  となり、除荷剛性は  $K_{r1}$  のみとなる。

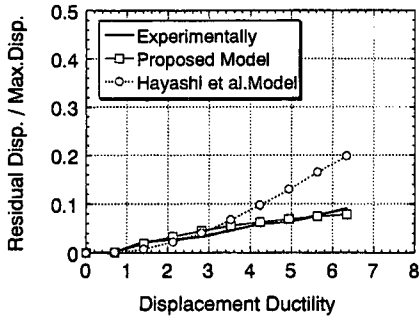


a) Specimen S-2 (RC,  $\lambda=0.64$ ).

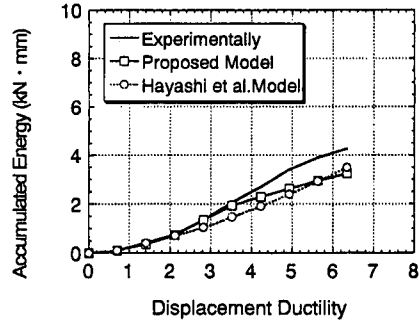


b) Specimen E-2 (PRC,  $\lambda=0.25$ ).

Fig. 11 Comparison of load-displacement curves between proposed model and tests.



a) Residual displacements of S-4 (PRC,  $\lambda=0.64$ )



b) Accumulated energy of S-4 (PRC,  $\lambda=0.64$ )

Fig. 12 Comparison of seismic characteristics between proposed model and tests.

このように、提案した復元力モデルは RC から PRC、PC 部材に至る復元力モデルを連続的にかつ簡単に表現することが可能である。

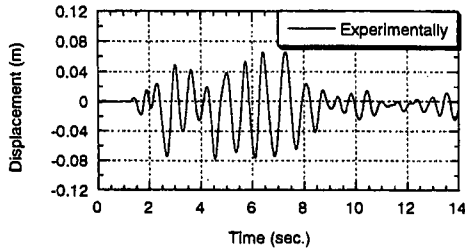
## (2) 復元力モデルの精度の検討

Fig.11 は正負交番実験から得られた復元力と提案した復元力モデルを比較したものである。図から分かるように、提案した復元力モデルは PRC 橋脚の履歴性状及び残留変位を精度よく表現している。また、Fig.12 は各変位段階における残留変位と累積エネルギーについて示したものである。提案したモデルは既往のモデルよりも各変位段階における残留変位を定量的に精度よく表現していると言える。Fig.13 は仮動的実験及び提案した復元力モデルを用いた応答解析から得られた変位応答時刻歴を、また Fig.14 は履歴曲線を示したものである。両者は概ねよく一致しており、提案された復元力モデルを用いて PRC 橋脚の地震応答性状を精度よく求めることが可能である。

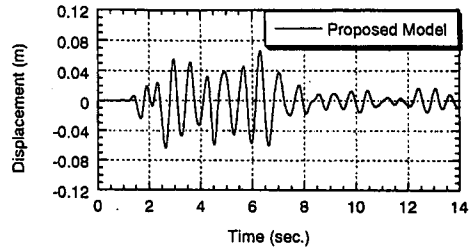
## 5. 残留変位応答スペクトル

これまで述べてきたように、PRC 橋脚は通常の RC 橋脚に比べて地震後の残留変位を低減させることが可能である。最近の RC 橋脚の耐震設計では、地震後の供用性能に基づいて、何らかの形で残留変位を規定する傾向にある。このようなことから、PRC 橋脚を実際に適用するに当たって、地震後の供用性能に基づいて要求される残留変位と、これを満足させるプレストレス量を設計時においてある程度把握しておくが必要である。ここでは、PRC 橋脚の残留変位応答スペクトルを求めて、残留変位とプレストレス量の関係を定量的に求めることにする。また、プレストレスを導入することによって、履歴面積が減少することから、応答変位が大きくなることが考えられる。このため、変位応答スペクトルも併せて示すことにする。



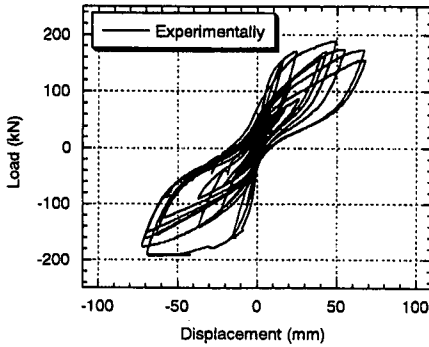


a) From pseudo-dynamic test.

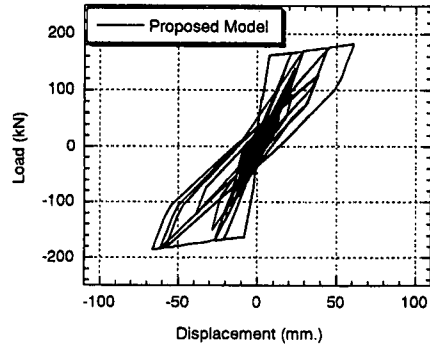


b) Using proposed model.

Fig. 13 Comparison of displacement-time histories for specimen S-4 (PRC,  $\lambda = 0.64$ ).



a) From pseudo-dynamic test.



b) Using proposed model.

Fig. 14 Comparison of load-displacement curves for specimen S-4 (PRC,  $\lambda = 0.64$ ).

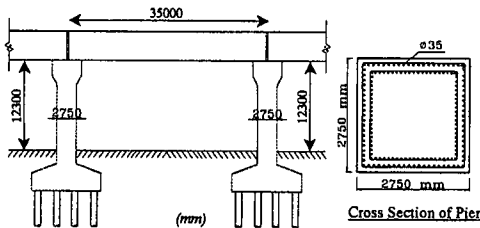


Fig. 15 Dimensions of bridge structure used for analysis.

応答計算に用いた RC 橋脚は Fig. 15 に示す構造物を用いた<sup>17)</sup>。ここでは RC 橋脚本体のみの応答性状に着目し、地盤と基礎の影響は考慮していない。地震波は 1995 年に兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された NS 波 (最大加速度: 818gal) と 1978 年に起きた宮城県沖地震 (最大加速度: 413gal) を用いた。降伏震度 ( $P_y/mg$ ,  $P_y$ : 降伏耐力,  $m$ : マス質量) は 0.35 と 0.6 の 2 種類とし、プレストレス導入率 ( $\lambda$ ) を 0, 0.33, 0.66 の 3 種類とした。橋脚の固有周期は次式によって求めた。

$$T = 2\pi\sqrt{m/k} \quad (9)$$

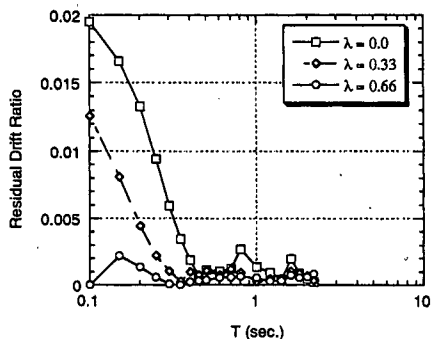
ここに、

$m$  : 上部工質量 + 橋脚質量  $\times 30\%$

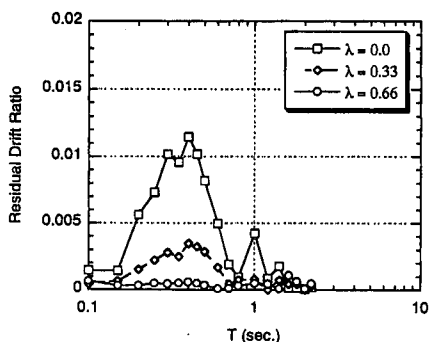
$k$  : 曲げ降伏時剛性

固有周期は橋脚高さを変えることによって変化させた。なお、残留及び変位応答スペクトルの計算には、提案した復元力モデルを用いた。従って、ここで述べるスペクトルは非線形応答スペクトルである。また、一般性を持たすために変位はすべて回転角で表している。

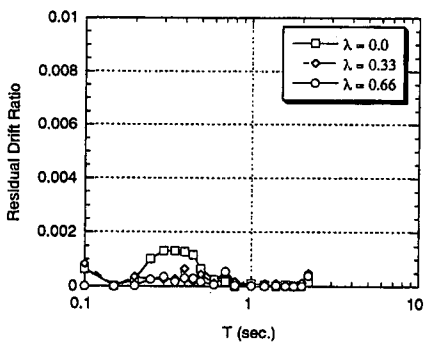
Fig. 16 は残留変位応答スペクトルを示したものである。兵庫県南部地震では、降伏震度 ( $P_y/mg$ ) が 0.35 の時、固有周期が約 0.5 秒より小さい場合には、RC 橋脚の残留変位は 1/100 よりも大きくなり、復旧に支障をきたすことが考えられる。この場合、プレストレスを導入することによって、残留変位は著しく小さくなる。すなわち、プレストレス導入率 ( $\lambda$ ) が大きくなるほど残留変位は小さくなる事が明瞭に分かる。降伏震度が 0.6 の RC の場合、固有周期が 0.4 秒付近で残留変位が 1/100 よりも大きくなっている。この場合にもプレストレスを導入することにより、残留変位をかなり抑制することが可能である。一方、宮城県沖地震の場合、残留変位はすべて 1/100 以下となり、問題とならない。このように、残留変位は構造物の復元力性状だけではなく、地震波によっても大きく異なることが分かる。従って、地震後に要求される残留変位以下に RC 橋脚を設計する場合は、建設地点において想定される最も大きな地震動を用いて PRC 橋脚の残留変位応答スペクトルを求め、要求される残留変位



a) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal (Py/mg = 0.35)



b) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal (Py/mg = 0.60)

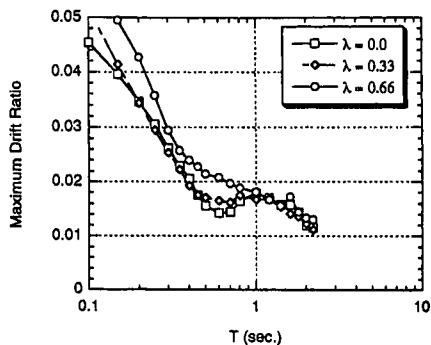


c) Miyagi-Ken Oki 1978, 413 gal (Py/mg = 0.35)

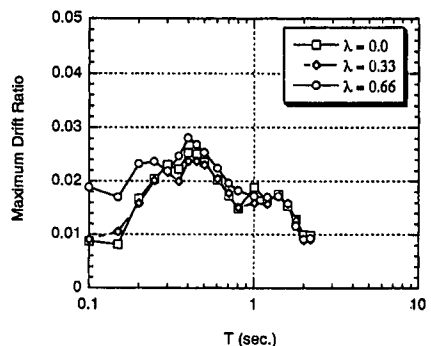
Fig. 16 Spectrums of residual drift ratio for Hyogo-Ken Nanbu and Miyagi-Ken Oki earthquakes.

に応じたプレストレス導入率を求めることが望ましい。Fig.17 は提案した復元力モデルを用いて計算した変位応答スペクトルを示したものである。プレストレス導入率 ( $\lambda$ ) が 0.66 の場合、短周期領域 (0.3 秒以下) において最大応答変位が大きくなる傾向がある。しかし、 $\lambda$  が 0.33 の場合には RC とほとんど同じである。

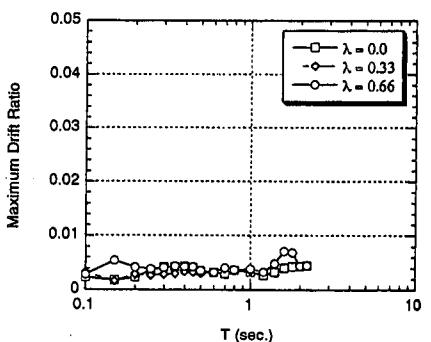
以上述べたように、PRC 橋脚の残留変位性状ならびに最大応答変位特性が応答スペクトルから明らかとなった。PRC 橋脚を実際に適用する場合には、これらを考慮し、



a) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal (Py/mg = 0.35)



b) Hyogo-Ken Nanbu 1995, 818 gal (Py/mg = 0.60)



c) Miyagi-Ken Oki 1978, 413 gal (Py/mg = 0.35)

Fig. 17 Spectrums of maximum drift ratio for Hyogo-Ken Nanbu and Miyagi-Ken Oki earthquakes.

最適なプレストレス導入率を定めることが必要である。

## 6. まとめ

RC 橋脚の地震後の残留変位を制御する手法として、プレストレスを RC 橋脚に導入する方法をとりあげ、PRC 橋脚の模型供試体を用いて、正負交番載荷実験、仮動的実験、地震応答解析を行い、PRC 橋脚の基本的力学性状ならびに各載荷実験および地震応答解析から求まる

残留変位に及ぼすプレストレスの影響を明らかにした。本研究から以下のことが言える。

- (1) RC橋脚にプレストレスを導入することによって、残留変位が小さくなり、またエネルギー吸収量、および等価減衰定数も小さくなる。この程度はプレストレス導入率とプレストレス量に依存することが明らかとなった。
- (2) 地震波を入力した仮動的実験から、PRC橋脚の履歴性状は、正側と負側にほぼ等変位で応答し、残留変位がRC橋脚に比べて減少することが確認された。また、最大応答変位はPRC橋脚およびRC橋脚ともに同程度であった。
- (3) 従来のRCの復元力モデルに基づいて、プレストレス導入率を新たに要因に加えて、PRCからRCまで一貫して表せる復元力モデルを提案した。また、提案した復元力モデルと実験結果を比較した結果、提案したモデルはPRC橋脚の地震応答性状ならびに残留変位を精度よく表現できることが明らかとなった。
- (4) 提案した復元力モデルを用いて、非線形残留変位応答スペクトルを求めた。兵庫県南部地震を入力した場合、道路橋示方書で規定されている許容残留変位(1/100)を越える場合が見受けられるが、適切なプレストレスを導入することによって、残留変位を小さくできることが明らかとなった。このことは、設計時において要求される地震後の残留変位を適切なプレストレスの導入によって制御できることを示唆している。今後は、地震後の要求性能を満たし、かつ経済性をも満足させる設計手法を確立することが必要である。

謝辞:本研究を行うに当たり埼玉大学建設工学科 町田篤彦教授よりご助言を頂いたことをここに記して謝意を表します。また本研究は、(社)PC技術協会「橋脚PC構造研究委員会(委員長 池田尚治)」の一環として行われたことを付記するとともに、本研究を行うに当たり稲田文展君(大豊建設)、黒田武嗣君(岡山市)、小泉秀之君(埼玉大学大学院)の協力を得たことをここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 日本道路協会, 1996.
- 2) コンクリート標準示方書, 耐震設計編, 土木学会, 1996.
- 3) 白浜寛, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震時応答挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No.3, pp.745-750, 1998.
- 4) Ikeda, S.: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next

Millennium, Vol.12, May 1998.

- 5) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレスコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレスコンクリート, Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998.
- 6) 新井崇裕, 日紫喜剛啓, 池田: プレストレスコンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的検討, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部.
- 7) 稲田文展, 睦好宏史, Zatar,W.: プレストレスを導入したRC橋脚の耐震性状, コンクリート工学年次論文報告書, Vol.20, No.3, pp.739-744, 1998.
- 8) Zatar,W., Mutsuyoshi,H. and Inada, H.: Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.20, No.3, pp.1003-1008, 1998.
- 9) Zatar,W. and Mutsuyoshi,H.: Seismic Behavior of Prestressed Concrete Piers: 「塑性域の繰り返し劣化性状と地震応答」に関するシンポジウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.369-376, 1998.
- 10) プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究報告書, PC技術協会 橋脚PC構造研究委員会
- 11) Inoue,S., Miyagawa, T. and Fujii, M.: Effect of Loading Histories on the Energy Dissipation of Partially Prestressed Concrete Beams, FIP Symposium of Modern Prestressing Techniques and their Applications, Kyoto, Japan, pp.175-182, 1993.
- 12) Nakashima, M., Kaminosono,T., Ishida, M. and Ando, K.: Integration Techniques for Substructure Pseudo Dynamic Test, 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, pp.515-524, 1990.
- 13) 岡本 伸, 加藤 博人: PC造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol. 33, No.4, pp.52-63, 1991.
- 14) 林三雄, 岡本伸, 小谷俊介, 加藤博人, Jinhua, F.: PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol.37, No.4, pp.57-67, 1995.
- 15) Takeda, T., Nielsen, N.N. and Sozen, M. A.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. of ASCE, ST, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 16) 川島一彦, MacRae, G. A., 星隈順一, 長屋和宏: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.183-192, 1994.
- 17) 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会, 1995.12.
- 18) プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン, (社)PC技術協会, 1999.11.

(1999.10.4 受付)

## SEISMIC BEHAVIOR OF PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE PIERS

Hiroshi MUTSUYOSHI, Wael A. ZATAR and Takeshi MAKI

Based on the experience obtained from the Hyogo-Ken Nambu 1995 earthquake, a reduction in residual displacements is necessary to achieve seismic resistant bridges. The objective of this study is to investigate the effectiveness of partially prestressed concrete (hereafter PPC) to reduce residual displacements of bridge piers. A series of experiments was carried out using small-scaled pier specimens. The experimental program basically showed an effectiveness of using PPC to reduce residual displacements after earthquake excitations. Additionally, a new hysteretic restoring force model for PPC piers was proposed and its applicability was verified. Furthermore, inelastic residual drift ratio spectrums were introduced for piers having different quantities of prestressing tendons.