

# 論文 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震応答挙動

白浜 寛\*1・山口隆裕\*2・池田尚治\*3

**要旨:** 本研究は、柱部材の軸方向にプレストレスを導入した中空断面コンクリート橋脚の耐震性能に着目し、その基本的な曲げ変形挙動や地震時の応答挙動、及び地震後の供用性能を従来の鉄筋コンクリート橋脚と比較してプレストレストコンクリート部材の橋脚への適用性を検討したものである。実験の結果、プレストレスの大きさが適度な範囲内であれば、軸方向プレストレスを有する中空断面コンクリート橋脚は地震時においても柱の損傷はごくわずかで残留変位も小さく、耐震性能に優れていることが明らかとなった。

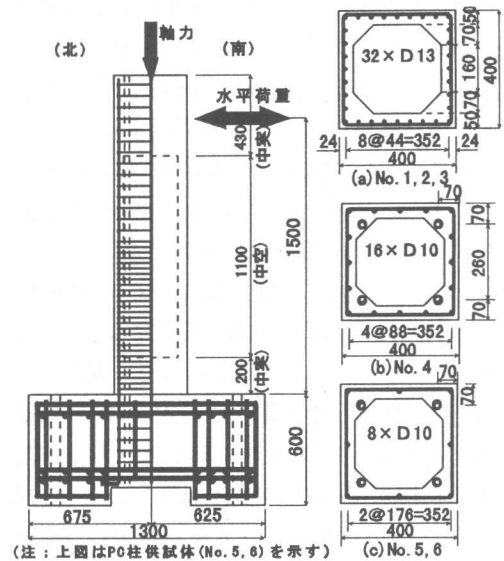
**キーワード:** プレストレストコンクリート、中空断面橋脚、耐震性能、残留変位

## 1. はじめに

橋脚は一般に上部工からの重量を支持することが主な目的であったが、先の兵庫県南部地震のような直下型地震時には想定を上回る水平荷重が橋脚に作用するため、橋脚も梁部材と同様に大きな曲げモーメントとせん断力に抵抗する曲げ部材として認識する必要がある。これには、プレストレストコンクリート（以下、PC）構造が極めて合理的な構造形式であると考えられる<sup>1)</sup>。既に軸方向にプレストレスを導入することによりコンクリート柱の耐震性能が大幅に向上することが実験的研究によって確認された<sup>2)3)4)</sup>。本研究はこれらの成果を基本として、この方式の実用化を目的とした橋脚 PC 構造の実験研究の一環として行ったものであり、中空断面を対象とした研究である。実験は、静的正負繰り返し載荷実験および地震時の応答挙動を把握するために動的映像記録化システムを組み入れた準動的載荷実験を行った。

## 2. 実験供試体

供試体の形状寸法を図-1 に、供試体の諸元を表-1 にそれぞれ示す。供試体はフーチング付の独立一本柱形式のもので、柱の断面は40cm



(注：上図はPG柱供試体(No. 5, 6)を示す)

図-1 供試体の形状寸法

表-1 供試体の諸元

No.	供試体名	コンクリート強度 (MPa)	軸応力度 <sup>*2</sup> (MPa)	プレストレス <sup>*2</sup> (MPa)	全軸圧縮応力度比 (%) <sup>*3</sup>	軸方向鋼材比 (%) 鉄筋   PC鋼材	帯鉄筋比 (%)
1	RN-PD	3.5	1.0	0	2.9		
2	RH-S	6.0	4.0	0	6.7	5.08	0
3	RH-PD	6.0	4.0	0	6.7		1.15
4	PN-PD	3.5	1.0	4.0	1.4	1.43	0.49
5	PH-S	6.0	4.0	8.0	2.0	0.72	1.04
6	PH-PD	6.0	1.0	8.0	1.5		

\*1 (タイプ) - (載荷方法)

(タイプ) ... R:R.C P:PC; コンクリート強度 N:普通 H:高強度 (載荷方法) ... S:静的載荷 PD:準動的載荷

\*2 中空部に対する値

\*3 各供試体の ((軸応力度+プレストレス)/コンクリート強度) × 100 (%)

\*1 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻 (正会員)  
 \*2 横浜国立大学助手 工学部建設学科 (正会員)  
 \*3 横浜国立大学教授 工学部建設学科、工博 (正会員)

× 40cm の正方形中空断面であり、フーチング天端から載荷点までの高さを 150cm としている。ただし、フーチング天端から 20cm の区間および柱頂部より 43cm の区間は中実断面としている。実験要因は、コンクリート強度、軸圧縮応力度(以下、軸応力度)およびプレストレスとし、各々の組み合わせにより表-1 に示すように計 6 体の供試体を製作し、全ての供試体で曲げ耐力がほぼ等しくなるようにした。ここで、コンクリート強度は 35MPa のものと実用的な高強度コンクリートを対象とする場合を考慮して 60MPa のものを用いることとした。また、高軸力の状態を検討する意図で荷重による軸応力度を 4MPa およびプレストレスを 8MPa まで含めることとした。コンクリート強度と全軸圧縮応力度の比は表-1 中に示すように軸方向プレストレスされた供試体(以下、PC 柱と記す)の場合 14 ~ 20%となっている。柱の断面配筋は、図-1(a)~(c)に示した 3 種類であり、(a)は軸方向鉄筋に D13 を配置した RC 柱供試体(No.1,2,3)である。(b)は軸方向鉄筋に D10 および緊張材に  $\phi$  12.7 PC 鋼より線を 4 本用いた PC 柱供試体(No.4)で導入プレストレス力は 4MPa、同じく(c)は軸方向鉄筋に D10 および緊張材に  $\phi$  17.8 PC 鋼より線を 4 本用いた PC 柱供試体(No.5,6)で導入プレストレス力は 8MPa となっている。帯鉄筋量は全ての供試体で共通であり、D6 鉄筋をフーチング天端から 84cm の区間には 3cm 間隔、その他は 6cm 間隔で配置した。なお、中空部の断面積は中実部の断面積のほぼ半分である。

プレストレス導入は緊張材の柱頂部をデッドアンカーとし、供試体底面を緊張端として片引きで行い、緊張力導入後にグラウトを施した。PC 鋼材の導入緊張応力度は規格降伏点の 50%程度とした。柱部分に使用したコンクリートと鋼材の力学的特性をそれぞれ表-2 と表-3 に示す。コンクリートの粗骨材の最大寸法は 8.5mm である。

載荷には 2 本のアクチュエーターを使用し、

表-2 コンクリートの力学的特性

設計基準強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
35	43	—	25	0.18
60	61	4.7	30	0.19

表-3 鋼材の力学的特性

鉄筋					
種類	規格	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	適用
D6	SD345	381	579	190	帯鉄筋
D10	SD345	380	528	183	主鉄筋
D13	SD345	378	561	185	主鉄筋

PC 鋼より線			
種類	降伏荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
SWPR7B( $\phi$ 12.7)	173	191	194
SWPR19( $\phi$ 17.8)	373	410	190

鉛直方向に一定の軸力を与えながら水平変位または水平荷重を与えた。載荷方向は図-1 の南北方向とし、以降北側への押しの荷重および変位を正(+)の符号で、南側への引きの荷重および変位を負(-)の符号で示す。なお、ひび割れの計測および準動的載荷実験におけるビデオ映像の記録は供試体の西面で行っている。

### 3. 静的正負繰返し載荷実験

#### 3.1 載荷方法

載荷の繰返しは、各管理変位ごとに 1 回とした。管理変位は、実験上のひび割れ発生時の変位および 1/200 に整数を乗じた部材回転角とした。載荷は、部材耐力が最大時の 80%および計算上の主鉄筋降伏荷重以下となるまで行うこととした。以後、( )内の数値は載荷点変位を示す。

#### 3.2 実験結果と考察

##### (1) 耐荷挙動

60MPa の高強度コンクリートを用いた RC 柱供試体 RH-S と PC 柱供試体 PH-S の静的正負載荷実験より得られた荷重一回転角の関係を図-2 に示す。なお、実験より得られた計算降伏荷重時の変位  $\delta y$  ( $\delta y$ :正負の平均値)は供試体 RH-S では 12mm、供試体 PH-S は 6mm であった。

供試体 RH-S の場合、主鉄筋は中空部よりも先に柱根元部(中実断面)で降伏した。主鉄筋降

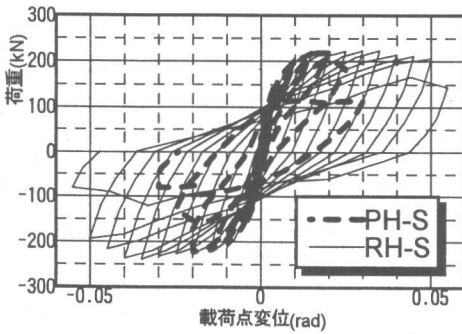


図-2 荷重一回転角関係

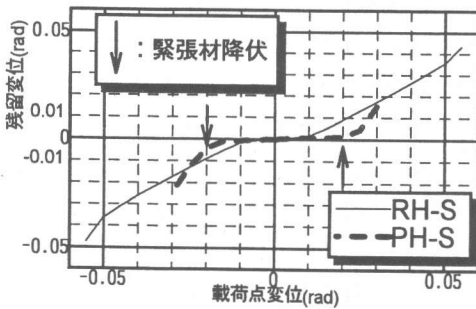


図-3 各供試体の残留変位

伏後は $\pm 8/200(60\text{mm})$ 時に、柱根元部で主鉄筋の座屈およびコンクリートの剥離が見られたが、耐荷挙動に大きな影響を与えるものではなく、 $\pm 10/200(75\text{mm})$ で約 $6\delta_y$ 程度までは耐力を保持して粘りのある挙動を示した。主鉄筋の座屈域は約 $20\text{cm}$ で、荷重終了まで鉄筋の破断は見られなかった。

供試体 PH-S では、RH-S と同様に主鉄筋は柱根元部で先に降伏した。鉄筋降伏後は $-4/200$ での荷重保持中にフーチング天端より $30\text{cm}$ の範囲で大きく圧壊し、耐力の低下が見られた。これ以後、次ステップの $+5/200(+37.5\text{mm})$ で約 $6\delta_y$ への加力中にも柱根元部の圧壊が見られ、さらに $-5/200(-37.5\text{mm})$ では柱根元の中実部と中空部の境目(以下、境目部)でずれが生じ、耐力の低下となった。既往の研究<sup>30)</sup>では、PC柱の全軸圧縮応力度比が概ね $25\%$ 以下なら RC柱と同等の変形性能を有するとされるが、この

PC柱供試体の全軸圧縮応力度比は $20\%$ にもかかわらず、塑性変形能力は RC柱より小さい結果となった。これは $8\text{MPa}$ の過大なプレストレス、過小な軸方向鉄筋量および鉄筋のダウエル作用の不足等によるものと思われる。ただし、終局時までの靱性率としては RC柱と同じであった。なお、主鉄筋の座屈域は境目部において約 $10\text{cm}$ であり、荷重終了まで鋼材の破断は見られなかった。緊張材はグラウトによりコンクリートとの付着があるので、 $\pm 4/200$ の荷重時においてフーチング天端位置でのひずみ値が降伏ひずみに達していた。

## (2) 残留変位とひび割れ状況

図-3 に各供試体の除荷時での残留変位を示す。ここで、縦軸の値は荷重点変位と同様に残留変位を $1500\text{mm}$ で除した回転角を示す。現在の道路橋示方書<sup>9)</sup>では、重要度の高い橋の橋脚は、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、地震後の残留変位を $1/100(\text{rad})$ 以下に制限することが規定されている。図-3 より、RH-S においてこの規定を満たす回転角は $\pm 0.02$ 、つまり $\pm 4/200\text{rad}$ までであることがわかる。一方、PH-S は緊張材の降伏以降、コンクリートの圧壊に伴い残留変位も急激に増大しているが、RC柱供試体と同じ荷重ステップである $\pm 4/200\text{rad}(\pm 0.02)$ において比較すると、残留変位が小さく復元力特性が極めて優れているのがわかる。

図-4(a)、(b)に各供試体の $+4/200\text{rad}$ 荷重終了時

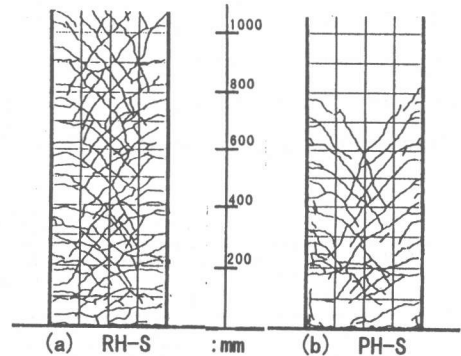


図-4 ひび割れ状況

RH-S は、載荷点付近にまでひび割れが発生しているのに対し、PC 柱である PH-S は、せん断力による斜めひび割れの発生も少なく、ひび割れが柱基部に限定されているのがわかる。このように、PC 柱はコンクリートの圧壊による耐力の低下が生じるまでは RC 柱に比べて損傷が軽微であるので、コンクリート強度、荷重による軸応力度および軸方向鉄筋比等に応じた適切なプレストレス量を導入することにより耐震性能の高いコンクリート柱を設計することができると思われる。

#### 4. 準動的載荷実験

##### 4.1 実験概要

- (1)入力地震波：先の兵庫県南部地震の際に、神戸海洋気象台で観測された加速度波形の NS 成分を使用した。入力地震波は観測された加速度波形の初期微動および後半部分を省略し、時間間隔を 0.01 秒とし 15 秒間入力した。この場合、最大加速度の生起時刻は 2.55 秒時である。
- (2)初期剛性：初期剛性  $K$  は、静的正負繰返し載荷実験により得られた荷重-変位履歴曲線の原点と正側のひび割れ前の点とを結ぶ割線剛性とした。
- (3)固有周期：固有周期  $T$  は、供試体のひび割れ前の初期弾性周期とし、作用地震波の加速度応答スペクトルを参照して、全供試体で  $T=0.3$  秒と統一した。
- (4)仮想質量：仮想質量  $M$  は、部材を 1 質点 1 自由度にモデル化していることから、固有周期と初期剛性を用いて求めた。
- (5)減衰定数：既往の研究成果を参考にし、静的正負繰返し載荷実験より得られた降伏変位を

基準にして、降伏前は  $h=0.03$  とし、降伏後は  $h=0$  とした。

(6)入力地震波の最大加速度：本実験では道路橋示方書<sup>9)</sup>に準拠し、対象とする橋を B 種の橋とし、地震動をタイプ II と設定し実構造物と供試体が保有する耐荷能力を考慮した相似則を適用した。さらに、対象構造物が  $\delta u=5 \cdot \delta y$  ( $\delta u$ : 終局変位)で設計されたものとし等価水平震度を求めたところ  $k_{hc}=0.80$  ( $k_{hc}$ : 等価水平震度)となった。そこで、供試体の設計地震力を仮想質量で除した加速度の値がこの  $k_{hc}(=0.80)$  に相当すると考え、比例計算により加速度レベル(818gal)に相当する入力最大加速度を求めた。なお、供試体の設計地震力はファイバーモデルによる終局耐力あるいは載荷実験による結果を考慮して求めるが、本実験では両者を比較し、より大きい方を採用し供試体に対して危険側の載荷条件を与えることにした。

以上の初期設定値を表-4 に示す。これらの値を用いて準動的載荷実験を行った。

##### 4.2 実験結果と考察

実験で得られた復元力-応答変位曲線を図-5(a)、(b)、(c)、(d)に、実験 III、IV で得られた時刻歴応答変位曲線を図-6(a)、(b)にそれぞれ示す。また、写真-1 と写真-2 に、図-6(a)、(b)中に示した各生起時刻における供試体の被災状況を示す。これらの写真は動的映像記録化システムにより撮影した映像をビデオプリンターで出力したもので、写真中の数字が地震波の生起時刻を示す。コンクリートの設計強度が 35MPa である RC 柱供試体の RN-PD(実験 I)は、2.76 秒時に最大応答変位+90.5mm(+6  $\delta y$ )となり、北側柱根元でコンクリートが圧壊していたのに対

表-4 準動的載荷実験に用いた初期設定値

実験番号	供試体名	固有周期 (s)	初期剛性 (kN/cm)	仮想質量 (t)	減衰定数*1	降伏変位 (mm)	作用地震波	加速度レベル	入力最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )
I	RN-PD	0.3	265.7	60.5	0.03	15	神戸海洋気象台 (NS 成分)	818gal 相当	355
II	RH-PD		406.0	92.5		12			235
III	PN-PD		443.2	101		10			166
IV	PH-PD		290.2	66.1		7.7			322

\*1 減衰定数 (h) は、主鉄筋降伏後は  $h=0$  とする。

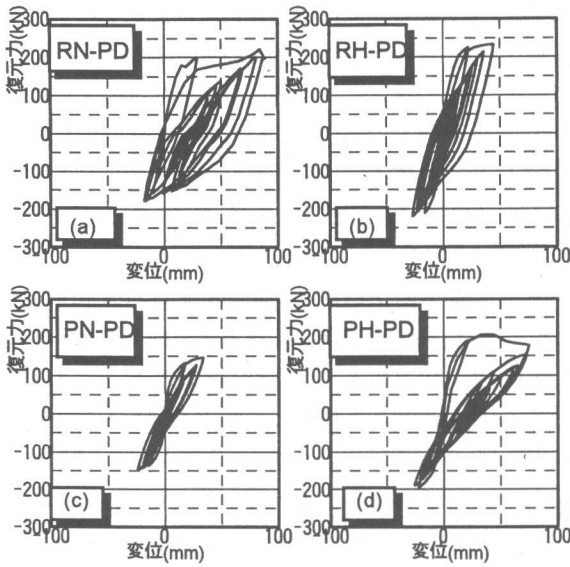


図-5 復元力-応答変位曲線

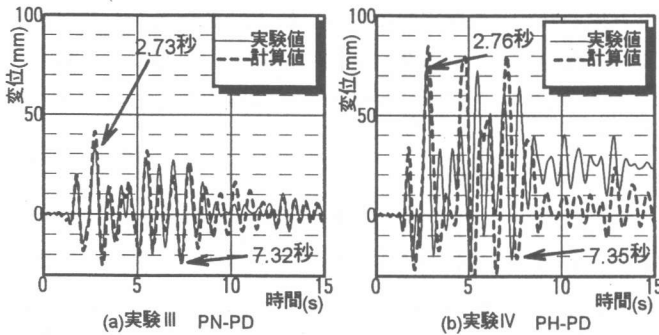


図-6 時刻歴応答変位曲線

し、コンクリートの設計強度が 60MPa である RC 柱供試体の RH-PD(実験Ⅱ)は、2.73 秒時に最大応答変位+45.2mm(約+4  $\delta_y$ )となり、コンクリートの圧壊は载荷終了まで見られなかった。また、15 秒時での残留変位は RN-PD と RH-PD でそれぞれ+17.7mm および+1.21mm となった。導入プレストレス力が 4.0MPa である PC 柱供試体の PN-PD(実験Ⅲ)は、2.73 秒時に最大応答変位+33.9mm(+3.4  $\delta_y$ )となり、写真-1 に示すように、柱根元部に曲げひび割れが数本確認できる程度でコンクリートの圧壊も生じなかった。また、負側での応答変位が最大となる 7.32 秒時においても、大きな変化は見られなかった。载荷終了時となる 15 秒時の残留変位は

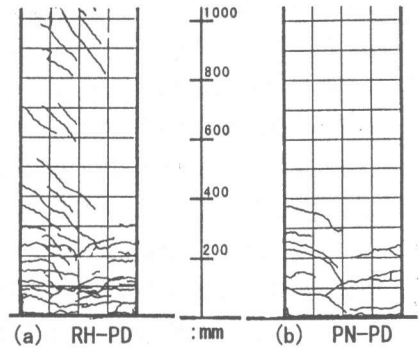


図-7 ひび割れ状況

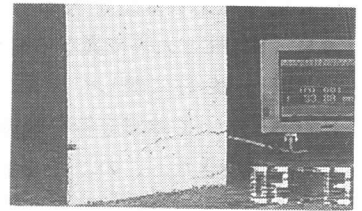


写真-1 実験Ⅲ (PN-PD)

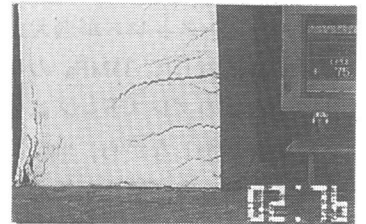


写真-2 実験Ⅳ (PH-PD)

+1.13mm と非常に小さく復元力特性の優れた挙動を示し、応答変位が設計終局変位(5  $\cdot \delta_y$ )を超えることはなかった。導入プレストレス力が 8.0MPa である PC 柱供試体の PH-PD(実験Ⅳ)は、2.76 秒時に最大応答変位+75.7mm(約+10  $\delta_y$ )となり、設計終局変位を超えた。写真-2 にその時の状況を示しているが、境目部で大きな曲げひび割れが発生し、根元部のコンクリートが圧壊しているのが観察できる。また、7.35 秒時には北側の境目部にも大きな曲げひび割れが発生し、圧壊部のコンクリートは剥離していた。これ以後、新たに大きなひび割れは生じず、柱の変形は境目部に集中した。15 秒時の残留変位は+20.6mm となり、北側の主鉄筋は根元

部で座屈していた。この2体の緊張材は共に、写真-1,2 に示す生起時刻にフーチング天端位置でのひずみ値が降伏ひずみに達していた。載荷終了まで設計終局変位を超えなかった RC 柱の RH-PD および PC 柱の PN-PD の載荷終了時のひび割れ状況を図-7 に示す。PC 柱の PN-PD は RC 柱に比べて損傷が柱根元部に限定されており、地震後の補修の容易さにおいても優れていることが示された。準動的載荷による地震応答実験を行うに際しては静的正負繰返し載荷実験のデータを参考にして予め計算によって各供試体の時刻歴応答変位を求めた。図-6 に示すように、RC 柱と大幅に異なる荷重-変位の履歴特性を持つ PC 柱に関しても RC 柱の場合と同様に計算によって地震応答を比較的精度よく求めることができた。このことは PC 柱を実際の構造物に適用する際に大いに有用なことと思われる。本研究で行った中空断面柱の実験の範囲では 60MPa の高強度コンクリートを用いても 8MPa のプレストレスが過大である結果となった。これに対して 35MPa のコンクリートの場合に 4MPa のプレストレスは極めて適切な値であった。しかしながら、8MPa のプレストレスの場合、軸方向鉄筋比が極めて小さいことも影響していると思われること、および柱基部における中空部と中実部との断面の不連続性の影響等もあるので高プレストレスの適用に関しては今後更に検討を進めることが必要である。一方、RC 柱供試体で 60MPa のコンクリートを用いたものは、軸力による 4MPa の軸応力度がプレストレスと同様に有効に作用したために良好な耐震性能を示したものと思われた。

## 5. まとめ

本研究より得られた主な結果をまとめると次の通りとなる。

1) 軸方向プレストレスを有する中空断面コンクリート橋脚は、導入プレストレスの大きさが適度な範囲であれば残留変位量の小さい復元力特性の優れた地震応答挙動を示し、地震による損

傷も柱根元部に限定され、耐震性能に優れていることが示された。本研究の範囲では、35MPa のコンクリートを用いる場合に 4MPa 程度のプレストレスと 30%程度の耐力分担率を持つ軸方向鉄筋を配置する場合に極めて優れた耐震性能を有するコンクリート柱が得られる結果となった。

2) 軸方向プレストレスを有するコンクリート柱の静的正負繰返し載荷実験の結果を用いて地震応答の計算をした結果、準動的載荷による応答実験の結果を精度よく予測することができた。

3) 付着のある PC 鋼より線を用いたにもかかわらず実験計画の際に懸念されていた PC 鋼材の破断は見られず、最終状態まで PC 鋼材は健全であって座屈を生ずることもなかった。

4) 動的映像記録化システムを組み入れた準動的載荷実験により、軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の直下型地震による動的挙動をビデオ映像として記録することができた。

## 謝辞

本研究は(社)PC技術協会内に組織された委託形式の橋脚 PC 構造研究委員会(委員長 池田尚治)において実施している実験の一環として行ったものである。供試体の製作に関しては同委員会の幹事会ならびに製作を担当された(株)富士ピー・エスの関係各位に多大なお世話を戴いた。また、実験の実施にあたり横浜国立大学の森下豊氏及び堀口守雄君に多大な協力を得た。ここに、関係各位に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 池田尚治：将来の PC 構造，プレストレスコンクリート，vol.38 No.6, pp.10-13, 1996.11
- 2) 平 陽兵・山口隆裕・池田尚治：PC 緊張材で桁と剛結合したコンクリート橋脚の耐震性，コンクリート工学年次論文報告集，vol.18-2, pp.23-28, 1996.6
- 3) 伊藤忠彦・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耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，vol.19-2, pp.1197-1202, 1997.6
- 4) 伊藤忠彦・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曲げ変形挙動，プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，vol.7, pp.71-76, 1997.10
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12