

# 論文 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

伊藤忠彦<sup>\*1</sup>・山口隆裕<sup>\*2</sup>・池田尚治<sup>\*3</sup>

**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プレストレストコンクリート柱供試体による静的正負交番載荷実験を行い、その基礎的な耐荷挙動を明らかにすることで、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、プレストレストコンクリート柱は従来の鉄筋コンクリート柱と同等の靱性率を有し、かつ、除荷時の残留変位が極めて小さくなる挙動を示す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、橋脚、柱、靱性率、耐震、残留変位

## 1. はじめに

先般の兵庫県南部地震では、応答の増幅を考えると重力の加速度の2倍ものパワーが橋脚の水平方向に作用したこととなり、現在の鉄筋コンクリート(以下、RC)橋脚の耐震設計では、柱根元部に十分な塑性変形能を持たせることで、部材を崩壊などの致命的な損傷から逃す手法が採られ始めている[1~2]。このように、我が国の橋脚は地震時に大きな曲げモーメントとせん断力に抵抗する必要があるが、これに対して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。本研究は部材の軸方向にプレストレス(以下、軸プレストレス)を導入したコンクリート橋脚の耐震性能に着目した実験的研究であり、その非弾性変形能などの基礎的な耐荷挙動を明らかにすることを目的とする。

## 2. 実験方法

### 2. 1 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1本柱形式のもので、柱の断面は30cm×30cmの正方形であり、フーチング天端から載荷点までの高さを1mとした。柱の断面配筋は、図-1(a)~(c)に示した3種類であり、(a)が軸方向鉄筋にD13を配置したRC柱供試体(以下、R1)、(b)が軸方向鉄筋にD10およびPC緊張

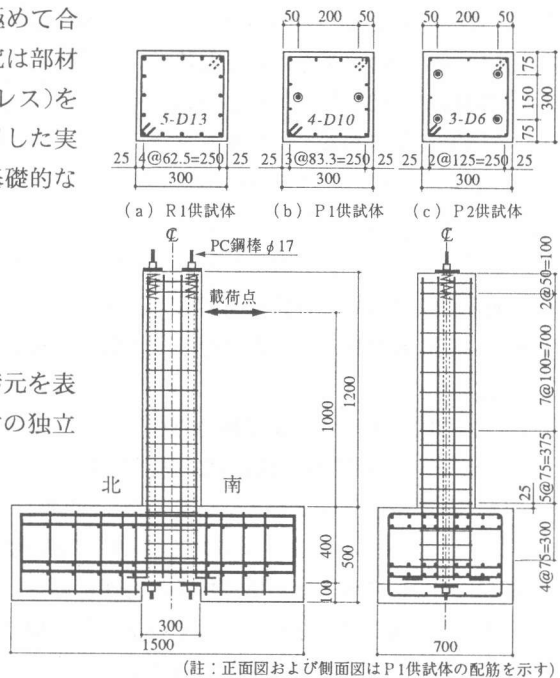


図-1 供試体の形状寸法(mm)

\*1 横浜国立大学大学院 計画建設学専攻(西松建設(株)技術研究所在籍)、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、正会員

材にφ17を2本用いたP C柱供試体(以下、P 1)、同じく(c)が軸方向鉄筋にD 6およびP C緊張材にφ17を4本用いたP C柱供試体(以下、P 2)である。P 1およびP 2の軸プレストレスは、それぞれ35kgf/cm<sup>2</sup>および70kgf/cm<sup>2</sup>とした。また、上部構造の重量に対応した軸力(以下、外軸応力)は10kgf/cm<sup>2</sup>および40kgf/cm<sup>2</sup>の2ケースを設定し、これらの外軸応力はアクチュエータにより载荷した。それぞれの供試体は、同一の外軸応力下で鉄筋降伏荷重がほぼ等しくなるように設計されている。帯鉄筋は全ての供試体で共通であり、D 6鉄筋を10cm間隔(0.21%)で配置することを基本とした。ただし、柱根元部のフーチング天端から40cmの区間とフーチング内部には、帯鉄筋を7.5cm間隔(0.28%)で配置した。ちなみに、せん断が最も厳しくなるR 1(外軸応力10kgf/cm<sup>2</sup>)の必要帯鉄筋比は0.18%である。コンクリートの設計基準強度は全ての供試体で共通であり、ポストテンション方式

のP C部材で使用が許されている最低強度の300kgf/cm<sup>2</sup>とした。なお、表-1には各供試体における軸方向鉄筋の耐力分担率を示した。P 1およびP 2のそれは、それぞれ約40%および約10%であり、P C緊張材がP 1およびP 2の耐力のそれぞれ約60%および約90%を占める設計となっている。

## 2. 2 供試体作製および载荷方法

表-2に今回の実験に使用した鋼材およびコンクリートの材料試験結果をまとめて示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材は6号砕石(Gmax=13mm)を使用した。柱部分のコンクリート打込み時のスランプおよび空気量は、それぞれ13.0cmおよび3.8%であった。

軸プレストレス導入は、供試体を反力床に固定した後、柱頂部を緊張端として片引きで行った。緊張力はP C緊張材に貼付したひずみゲージの値によって管理し、柱断面に引張応力が発生しないように段階的に与えた。実験は軸プレストレス導入後、直ちにアクチュエータによる外軸応力を载荷し、引き続きアクチュエータによる水平力を逐次加えた。水平力は静的正負交番载荷とし、各ループの繰返し回数は1回とした。なお、今回の供試体はP C緊張材とコンクリートとの間に付着の無いアンボンド方式とした。

表-1 供試体の諸元

| N0. | *1<br>記号 | 外軸応力<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 軸プレストレス<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | *2<br>鉄筋          | *2<br>緊張材        | *2<br>帯鉄筋                | 鉄筋の耐力<br>分担率*3 |
|-----|----------|--------------------------------|-----------------------------------|-------------------|------------------|--------------------------|----------------|
| 1   | R 1(N)   | 10                             | 0                                 | 16-D13<br>(2.25%) | —                | 柱基部<br>D6@75<br>(0.28%)  | 100%           |
| 2   | P 1(N)   |                                | 35                                | 12-D10<br>(0.95%) | 2-φ17<br>(0.51%) |                          | 41%            |
| 3   | P 2(N)   |                                | 70                                | 8-D6<br>(0.28%)   | 4-φ17<br>(1.01%) |                          | 9%             |
| 4   | R 1(H)   | 40                             | 0                                 | 16-D13<br>(2.25%) | —                | その他<br>D6@100<br>(0.21%) | 100%           |
| 5   | P 1(H)   |                                | 35                                | 12-D10<br>(0.95%) | 2-φ17<br>(0.51%) |                          | 42%            |
| 6   | P 2(H)   |                                | 70                                | 8-D6<br>(0.28%)   | 4-φ17<br>(1.01%) |                          | 10%            |

\*1: ( )のNは外軸応力10kgf/cm<sup>2</sup>、Hは外軸応力40kgf/cm<sup>2</sup>を示す

\*2: ( )内の数値はそれぞれ軸方向鉄筋比、P C鋼材比、帯鉄筋比を示す

\*3: 鉄筋降伏時の分担率を示す

表-2 材料試験結果の一覧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

| 種 類 |      | 規 格    | 降 伏     | 引 張     | 弾性係数                | 伸 び   |
|-----|------|--------|---------|---------|---------------------|-------|
| 鉄 筋 | D 6  | S D345 | 3, 540  | 5, 610  | 1.9×10 <sup>6</sup> | 25.6% |
|     | D10  |        | 4, 090  | 5, 900  | 1.9×10 <sup>6</sup> | 21.2% |
|     | D13  |        | 3, 880  | 5, 660  | 2.0×10 <sup>6</sup> | 22.3% |
|     | D16  |        | 3, 960  | 5, 750  | 2.0×10 <sup>6</sup> | 20.4% |
| 緊張材 | φ 17 | C種1号   | 12, 500 | 13, 100 | 2.0×10 <sup>6</sup> | 13.0% |

| コンクリート | 圧 縮 強 度       |               |               | 引張強度            | 弾性係数                        |
|--------|---------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------------------|
|        | 標準養生          | 封緘養生          | 実験時*1         | (実験時)           | (実験時)                       |
| 柱      | 3 3 0<br>(28) | 3 1 3<br>(28) | 3 5 6<br>(63) | 2 7 . 6<br>(63) | 2.7×10 <sup>5</sup><br>(63) |

\*1: 6体の実験中日の値で、( )内の数値は試験材令を示す

### 3. 実験結果と考察

#### 3. 1 外軸応力 $10\text{kgf/cm}^2$ を載荷した時の耐荷挙動

実験結果の一覧を表-3にまとめて示す。ここに、鉄筋降伏荷重などの値は実験で得られた正負載荷時の平均値である。

外軸応力 $10\text{kgf/cm}^2$ を載荷した場合の各供試体の荷重と載荷点変位の関係を図-2(a)~(c)に示す。また、曲げ変形の計算値はファイバーモデルによるものであり、コンクリートの圧縮縁ひずみが $3500\mu$ に達した時点で計算を終了している。なお、今回の実験ではP1(N)およびP2(N)供試体の緊張材は実験終了まで降伏ひずみに達していない。ここで、Nは外軸応力 $10\text{kgf/cm}^2$ の場合を表す。

(a)に示すR1(N)は、鉄筋降伏後も $6\delta y$ ( $\delta y$ は鉄筋降伏変位)程度までは耐力を保持して粘りのある挙動を示した。ただし、R1(N)は $6\sim 7\delta y$ で鉄筋の座屈が観察され耐力が大幅に低下した。(b)に示すP1(N)は、R1(N)よりも過早な $4\delta y$ で柱根元部のコンクリートの圧壊が生じた。しかし、P1(N)はR1(N)と同様、 $6\sim 7\delta y$ で鉄筋の座屈が観察されるまで大幅な耐力の低下は無く、PC柱としても粘りのある挙動を示した。(c)に示すP2(N)は、P1(N)よりもさらに過早な $2\delta y$ で柱根元部のコンクリートの圧壊が生じ、 $3\delta y$ で鉄筋の座屈が観察された。しかし、P2(N)はR1(N)およびP1(N)と異なり、鉄筋座屈後も大幅な耐力の低下は見られず、鉄筋降伏荷重の90%程度の残存耐力を保持する特徴的な粘りのある挙動を示した。ただし、

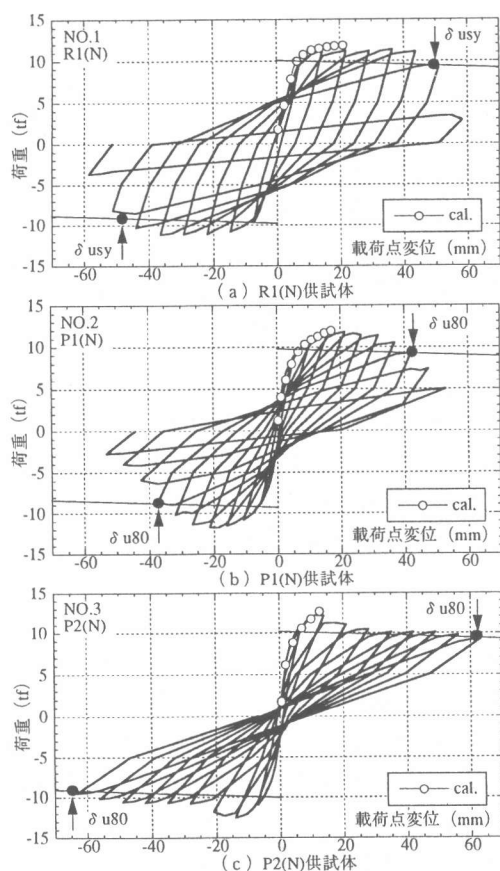


図-2 荷重変位曲線(外軸応力 $10\text{kgf/cm}^2$ )

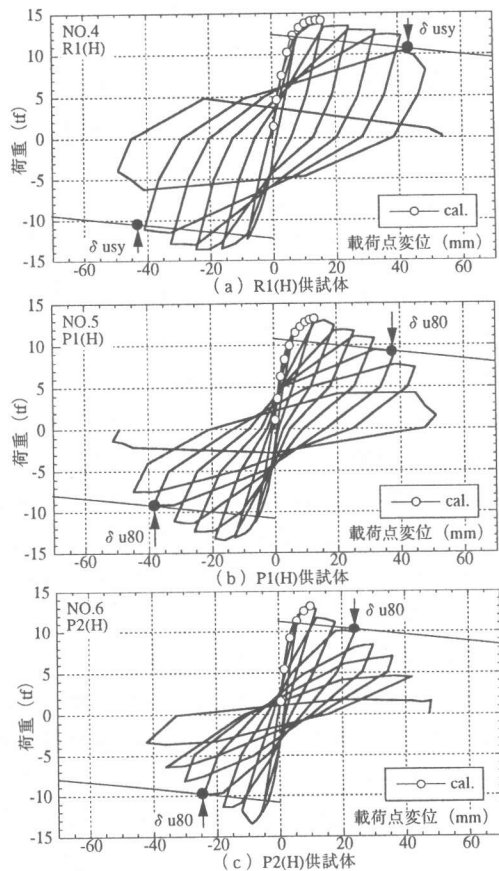


図-3 荷重変位曲線(外軸応力 $40\text{kgf/cm}^2$ )

実験は荷重装置の都合によりR1(N)の最大変位を越えた時点で終了した。写真－1にR1(N)とP2(N)の最大変形時の破壊状況を示す。PC柱のP2(N)はRC柱のR1(N)に比べ、終局時の柱根元部の損傷状況が軽微であった。

### 3. 2 外軸応力 $40\text{kgf/cm}^2$ を荷重した時の耐荷挙動

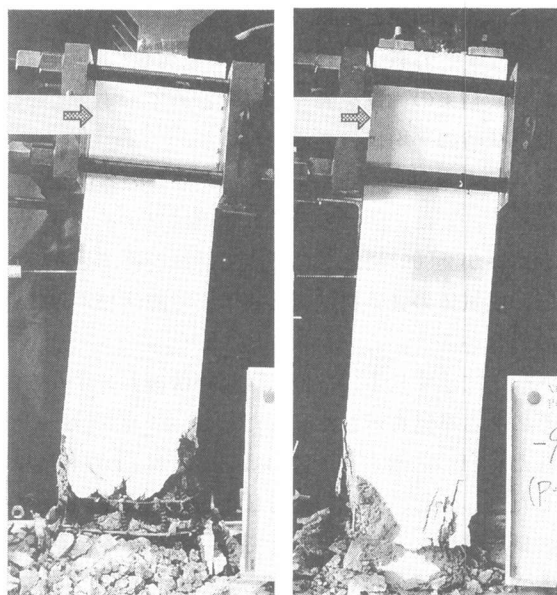
外軸応力 $40\text{kgf/cm}^2$ を荷重した場合の各供試体の荷重と載荷点変位の関係を図－3(a)～(c)に示す。なお、P1(H)およびP2(H)供試体の緊張材も実験終了まで降伏ひずみに達していない。ここで、Hは外軸応力 $40\text{kgf/cm}^2$ の場合を表す。

(a)に示すR1(H)は、 $5\delta y$ 程度までは残存耐力を保持したが、R1(N)よりも過早な $5\sim 6\delta y$ で鉄筋の座屈が観察され、R1(N)よりも塑性変形能が若干劣るものとなった。また、R1(H)はR1(N)に比べて鉄筋座屈後の耐力低下が急であった。(b)に示すP1(H)は、P1(N)よりも過早な $3\delta y$ で柱根元部の圧壊が始まり、 $4\sim 5\delta y$ で鉄筋の座屈が観察され耐力が低下したが、非弾性変形能はR1(H)とほぼ等しくなっ

た。(c)に示すP2(H)は、 $1\sim 2\delta y$ で柱根元部の圧壊が始まると同時に耐力が低下して粘りの少ない挙動を示した。また、 $3\delta y$ で鉄筋の座屈が観察された。座屈発生の時期はP2(N)と同じであったが、その後の耐力低下は(c)に示すように極めて急激であった。このように、外軸応力 $10\text{kgf/cm}^2$ を荷重した時はPC柱として好ましい挙動を示したP2も、軸力のレベルによっては非弾性変形能の少ない挙動となることが示された。

### 3. 3 靱性率

各供試体の靱性率を表－3に示す。ここで、靱性率は、実験の終局変位を、①荷重変位の包絡線が降伏荷重を下回る点、②荷重変位の包絡線が最大荷重の80%を下回る点の2種類で定義した場合について評価した。また、終局変位を求める際には外軸力によるP- $\Delta$ 効果を考慮した。表－3によるとR1およびP1の靱性率は、①と②のどちらの方法でそれを評価しても、外軸応力の大きさによらずほぼ等しくなっていることがわかる。しかし、P2(N)の靱性率は方法①と②で5以上も異なっている。図－2および図－3には、R1の終局変位を方法①で、P1およびP2の終局変位を方法②で定義した点を各々示しておいたが、いずれの点も部材としての終局点を



R1(N):  $-8\delta y$

P2(N):  $-9\delta y$

写真－1 破壊状況の例

表－3 実験結果の一覧

| NO. | 記号    | 降伏荷重<br>Py(tf) | 最大耐力<br>Pmax(tf) | 降伏変位<br>$\delta y(\text{mm})$ | 終局変位(mm)             |                      | 靱性率                      |                          |
|-----|-------|----------------|------------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|--------------------------|--------------------------|
|     |       |                |                  |                               | $\delta u_{sy}^{*1}$ | $\delta u_{80}^{*2}$ | $\delta u_{sy}/\delta y$ | $\delta u_{80}/\delta y$ |
| 1   | R1(N) | 9.71           | 11.2             | 7.32                          | 49.0                 | 50.9                 | [6.7]                    | 7.0                      |
| 2   | P1(N) | 9.66           | 11.7             | 6.25                          | 39.0                 | 39.7                 | 6.2                      | [6.4]                    |
| 3   | P2(N) | 11.0           | 12.4             | 7.04                          | 25.6                 | 63.1                 | 3.6                      | [9.0]                    |
| 4   | R1(H) | 12.0           | 13.7             | 7.48                          | 43.2                 | 44.9                 | [5.8]                    | 6.0                      |
| 5   | P1(H) | 11.3           | 13.2             | 6.41                          | 35.2                 | 38.1                 | 5.5                      | [5.9]                    |
| 6   | P2(H) | 12.0           | 13.3             | 5.96                          | 18.0                 | 24.1                 | 3.0                      | [4.0]                    |

\*1: 復元力の限界値を降伏荷重とした場合

\*2: 復元力の限界値を最大耐力の80%とした場合

妥当に示していると思われる。そこで、便宜上①と②の方法で求めた靱性率の平均値を、軸プレストレスと外軸応力の合計による全軸方向圧縮応力度のコンクリート強度に対する比率（以下、全軸圧縮応力度比）との関係で整理したものを図-4に示す。ただし、この場合の平均靱性率は、RC柱の靱性率をやや過大に、PC柱の靱性率をやや過小に評価したものとなる。今回の実験では、PC柱のコンクリート強度に対する全軸圧縮応力度比が概ね25%程度以下であれば、RC柱と同等の靱性率を有することが示された。

### 3. 4 残留変位

図-5に各供試体の残留変位率をまとめて示す。ここで、残留変位率は除荷時の残留変位を除荷前のピーク変位で除したものであり、正負荷荷時の平均値である。外軸応力 $10\text{kgf/cm}^2$ の場合、軸方向鉄筋比が小さいほど、かつ、軸プレストレスが大きいほど残留変位が少なくなる様子が示されている。特に、P2(N)は鉄筋降伏後の大変形時でも一定の残留変位率で推移したことが明らかである。また、P1(N)はR1(N)とP2(N)の中間的な挙動を示したことがわかる。P1(N)およびP2(N)の鉄筋降伏後の残留変位は、R1(N)のその、それぞれ $1/2 \sim 1/3$ および $1/4 \sim 1/5$ 程度と極めて小さいものであった。一方、外軸応力 $40\text{kgf/cm}^2$ の場合では、P2(H)の残留変位が予想に反してやや大きいものとなった。ただし、この場合もP1(H)およびP2(H)の鉄筋降伏後の残留変位はR1(H)の $1/2 \sim 1/3$ 程度となった。図-6は、前述の終局点に対応する残留変位率を鉄筋の耐力分担率(表-1)との関係で整理したものである。なお、図-6には既往の軸プレストレスを導入したコンクリート柱の実験結果[3]も示した。これらより、PC柱の残留変位率は軸プレストレスや外軸応力のレベルによっても異なると思われるが、概ね鉄筋の耐力分担率との相関性が認められ、鉄筋の耐力分担率が少ないほど小さくなることが示された。

### 3. 5 軸プレストレス力の挙動

PC緊張材ひずみの挙動の一例を図-7に示す。ここで注目すべきは、柱の曲げ変形によって圧縮側となる緊張材の張力が変形の増大に伴って一時的に減少するという点である。この一時的な軸プレストレス力の減少は、コンクリートの圧壊や鉄筋の座屈を遅らせる効果を有するものと

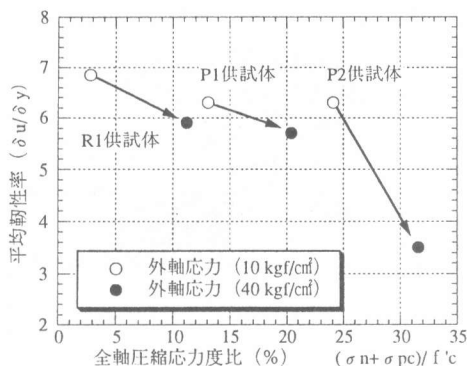


図-4 平均靱性率と全軸圧縮応力度比

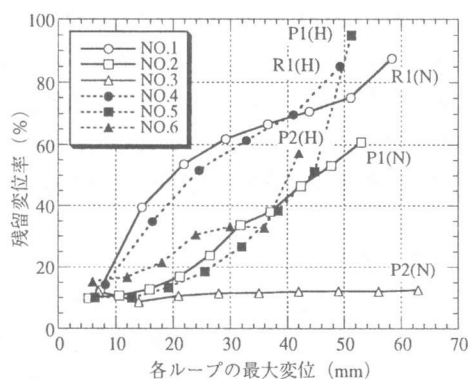


図-5 残留変位率の変化

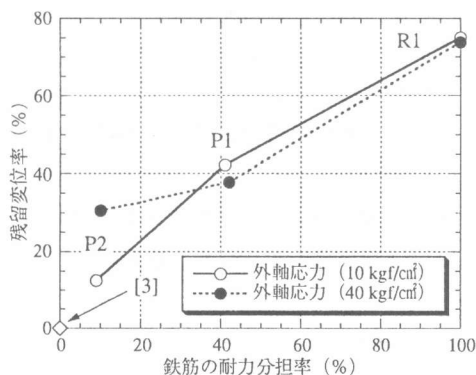


図-6 残留変位率と鉄筋の耐力分担率

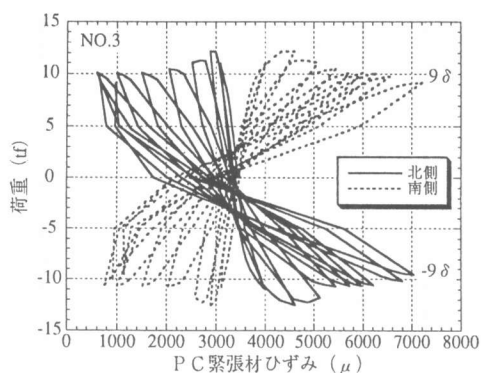


図-7 緊張材ひずみの挙動〈P2(N)〉

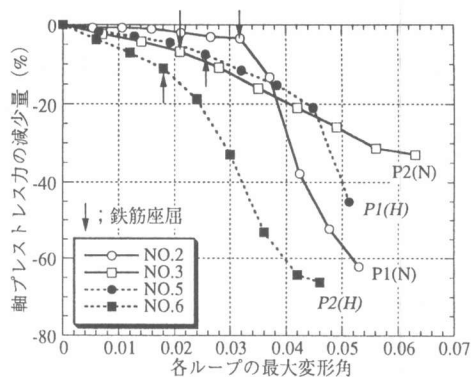


図-8 軸プレストレス力の減少量

思われ、この点が外軸力とは力学的効果が異なっている。図-8に軸プレストレス力の減少量をまとめて示す。ここに、減少量は各ループの除荷時の実験値より求めたもので正負載荷時の平均値としている。今回の実験における軸プレストレス力は、いずれの供試体も鉄筋の座屈が発生するまでに10%程度の減少が見られ、その後は破壊の進行に伴って徐々に減少した。しかし、P2(N)は鉄筋座屈後の終局時においても70%程度の軸プレストレス力を保持していた。

#### 4. まとめ

部材の軸方向にプレストレスを導入したコンクリート橋脚の耐震性能を静的正負交番載荷実験により検討した。本実験の範囲内で得られた主な結果を以下にまとめる。

- ①アンボンド方式のプレストレスコンクリート柱は、コンクリート強度に対する全軸方向圧縮応力度が概ね25%程度以下であれば、従来の鉄筋コンクリート柱と同程度の靱性率を有することが明らかとなった。
- ②アンボンド方式のプレストレスコンクリート柱の鉄筋降伏後の残留変位は、同じ外軸応力を載荷した鉄筋コンクリート柱のその半分から1/5程度であった。また、プレストレスコンクリート柱の残留変位は、曲げ耐力に占める軸方向鉄筋の分担率が低いほど小さくなる傾向が示された。
- ③プレストレスコンクリート柱のP2(N)は、帯鉄筋で囲まれた柱根元部コンクリートの斜めひび割れ発生が少なく、鉄筋コンクリート柱よりも終局時の損傷が軽微であった。

#### 謝 辞

実験を実施するにあたり、横浜国立大学技官の森下豊氏、同4年生の坪内善彦君のご協力を頂いた。また、供試体の製作においては西松建設(株)技術研究所長の栗原和夫博士にご配慮を賜った。ここに感謝の意を表します。

#### 参考文献

- [1] 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995.6
- [2] 土木学会：コンクリート標準示方書(平成8年制定)耐震設計編，1996.7
- [3] 平 陽平，松田哲夫，山口隆裕，池田尚治：P.C.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